

Forschungsvorhaben BI5-800173-46

gefördert vom Bundesminister
für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau

" Ü B E R P R Ü F U N G D E S T R A G V E R H A L T E N S
V O N D E C K E N G L E I C H E N U N T E R Z Ü G E N "

A b s c h l u ß b e r i c h t

B I B L I O T H E K
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

erstattet von:

o. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina
Dr.-Ing. H. Fröning

Braunschweig, Dezember 1980

Inhaltsverzeichnis:

	Seite
1. Einleitung	2
2. Rechnerische Untersuchungen zur Winkelplatte	6
2.1 Berechnungsgrundlagen	6
2.2 Beschreibung des Biegemomentenverlaufs	7
2.3 Beeinflussung der Biegemomente durch unterschiedliche Biegesteifigkeit in der Platte	9
2.4 Beeinflussung der Biegemomente durch die Einspannverhältnisse	13
2.5 Beeinflussung der Biegemomente durch die Auflagerverhältnisse im Bereich der einspringenden Ecke	15
2.6 Beeinflussung der Biegemomente durch Teilbelastung der Platte	17
2.7 Beeinflussung der Biegemomente durch unterschiedliche Stützweitenverhältnisse	17
2.8 Schubbeanspruchung	23
2.9 Durchbiegungen	25
2.10 Vorschlag für eine Näherungsberechnung zur Winkelplatte	26
3. Experimentelle Untersuchungen an einem Plattenfeld	34
3.1 Allgemeines	34
3.2 Versuchskörper	34
3.3 Versuchseinrichtung	37
3.4 Versuchsdurchführung	43
3.5 Auswertung und Schlußfolgerungen	51
4. Zusammenfassung	54
5. Literaturverzeichnis	56

1. Einleitung

Gemäß Forschungsantrag sollte überprüft werden, ob und unter welchen Bedingungen deckengleiche Unterzüge bei Plattentragwerken angewendet werden können.

Als deckengleicher Unterzug wird dabei ein bewehrungsmäßig verstärkter Plattenstreifen mit gleicher Dicke wie bei der übrigen Platte und im einzelnen noch zu bestimmender Breite verstanden, dessen Durchbiegungen in ausreichender Näherung für die Berechnung der übrigen Plattenteile vernachlässigt bzw. zu Null gesetzt werden können.

Der Begriff "deckengleicher Unterzug" (d. U.) ist somit mehr an eine vereinfachte Berechnungsart kompliziert berandeter und gestützter Plattentragwerke als an das Konstruktionselement selbst gebunden.

Bild 1.1 zeigt einige Beispiele für eine möglich erscheinende, jedoch nicht unbedingt gesicherte Anwendung von d. U. Die d. U. sind hierbei strichpunktiert eingetragen.

Infolge der meist nur wenig größeren Biegesteifigkeit des d. U. gegenüber der übrigen Platte führt die rechnerische Vernachlässigung der Durchbiegungen des d. U. oft zu einer Fehleinschätzung des Momentenverlaufs in der Platte, die das Tragverhalten zur unsicheren Seite beeinflussen kann, wenn die in [1] für bestimmte Anwendungsbeispiele angegebenen Konsequenzen nicht beachtet werden.

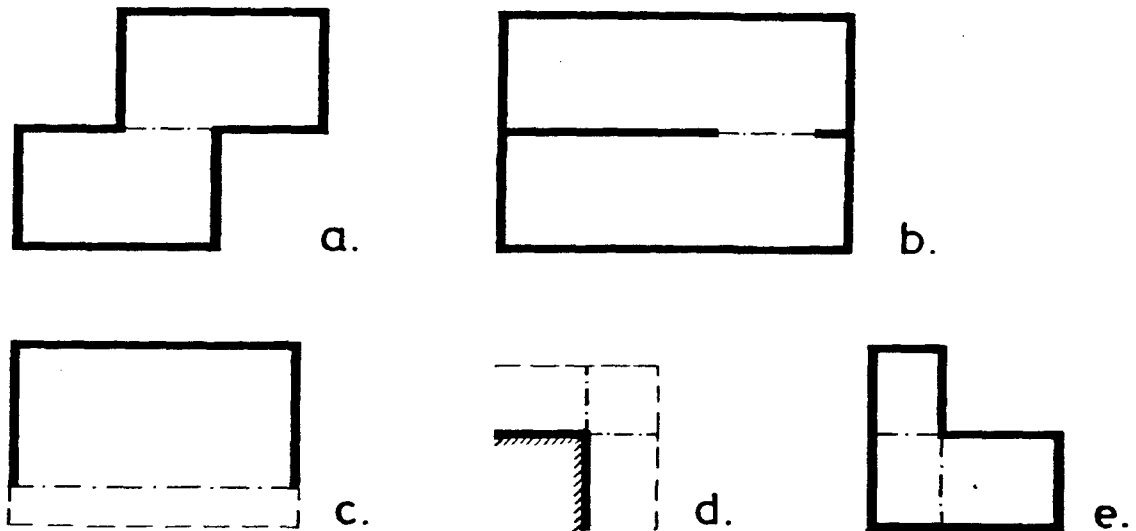


Bild 1.1: Beispiele für die mögliche Anwendung deckengleicher Unterzüge

Die Grenze der Anwendbarkeit von d. U. sollte in diesem Forschungsvorhaben zunächst durch einen Versuch ermittelt werden (Bild 1.2), der zeitlich vorgezogen wurde und in Abschnitt 3 dieses Berichtes ausführlicher beschrieben ist.

Wie dieser Versuch zeigte, weicht das tatsächliche Tragverhalten von dem üblicherweise bei d. U. angesetzten Tragverhalten auch im Bruchzustand noch erheblich ab. Das zu den d. U. gehörende Berechnungsverfahren kann somit auf Systeme mit solchen oder ähnlichen Abmessungsverhältnissen nicht angewendet werden.

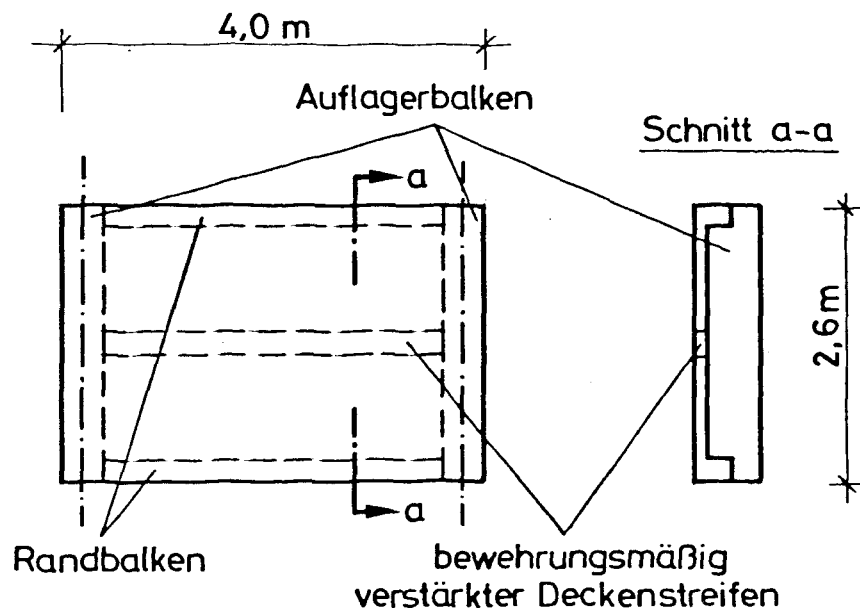


Bild 1.2: Versuchskörper

Die weiteren Untersuchungen zu diesem Forschungsvorhaben wurden deshalb zunächst darauf beschränkt, zu prüfen, unter welchen Umständen d. U. und das damit verbundene Rechenverfahren überhaupt sinnvoll ist und welche weiterreichenden Konsequenzen bei der Anwendung zu beachten wären. Gegebenenfalls sollte dann durch weitere Versuche überprüft werden, ob bei diesen speziell ausgesuchten Fällen die Anwendung der d. U. noch gerechtfertigt ist.

Die in Bild 1.1 angegebenen Tragsysteme a und b lassen sich nach den Angaben des DAfStb, Heft 240 [2], bemessen. Für Tragsysteme der Art c gibt Eisenbiegler [3] Momentenbeiwerte zur Berechnung solcher Platten an. Auskragende Eckplatten d können bei gleichen Kragweiten nach Leonhardt und Mönning [4] berechnet werden. Selbst bei ungleichen Kragweiten wäre hier

die Anwendung von d. U. mit den zugehörigen Angaben über Lasteeinzugs- und mitwirkender Breite unangebracht, weil sich leicht für einige ausgewählte Punkte Momentenbeiwerte in Abhängigkeit des einen Parameters zur Beschreibung des Kragweitenverhältnisses angeben lassen. Angaben zur Berechnung der Tragsysteme e (Bild 1.1) liegen - soweit bekannt - nicht vor. Eine Tabellierung der Momentenbeiwerte für eine solche Winkelplatte würde durch die vielen Parameter zur Beschreibung der Stützweiten- und Einspannverhältnisse sehr umfangreich werden. Eine geeignete Näherungsberechnung - wie z. B. die Anwendung der d. U. mit dem zugehörigen Berechnungsverfahren - scheint hier angebracht zu sein.

Um dies zu klären und dabei notwendige Bemessungsangaben machen zu können, wurden Berechnungen mit Variation von Stützweiten-, Einspann- und Lagerungsverhältnissen sowie der Biegesteifigkeiten an einer solchen Winkelplatte durchgeführt (Bild 1.3). Die einzelnen Untersuchungen und deren Ergebnisse sind in Abschnitt 2 beschrieben. Wie sich hieraus zeigt, scheint ein in diesem Zusammenhang entwickeltes Näherungsverfahren zur Berechnung solcher Systeme sinnvoller zu sein als die Berechnungsmethode für deckengleiche Unterzüge, nach der in großen Bereichen eine obenliegende Bewehrung anzuordnen wäre, die bei dem tatsächlichen Tragverhalten nur in kleinen Bereichen notwendig ist.

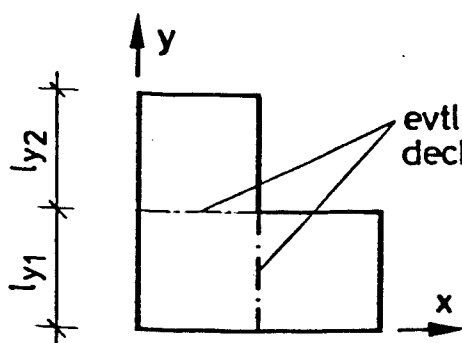


Bild 1.3: Winkelplatte mit deckengleichen Unterzügen

2. Rechnerische Untersuchungen zur Winkelplatte

2.1 Berechnungsgrundlagen

Die Untersuchungen wurden mit dem FE-Programm SAP IV des Rechenzentrums der TU Braunschweig, Elementtyp 6, durchgeführt. Das verwendete Elementnetz ist in Bild 2.1 dargestellt. Die Stützweitenvariation geschah durch Veränderung der Knotenpunktkoordinaten bei gleicher Elementzahl und Anordnung. Der Querkontraktionsbeiwert betrug bei allen Untersuchungen $\nu = 0,2$. Die bei SAP IV in Elementmitte ausgegebenen Schnittgrößen wurden zur Ermittlung der Endeinspannmomente mit Hilfe einer quadratischen Parabel extrapoliert.

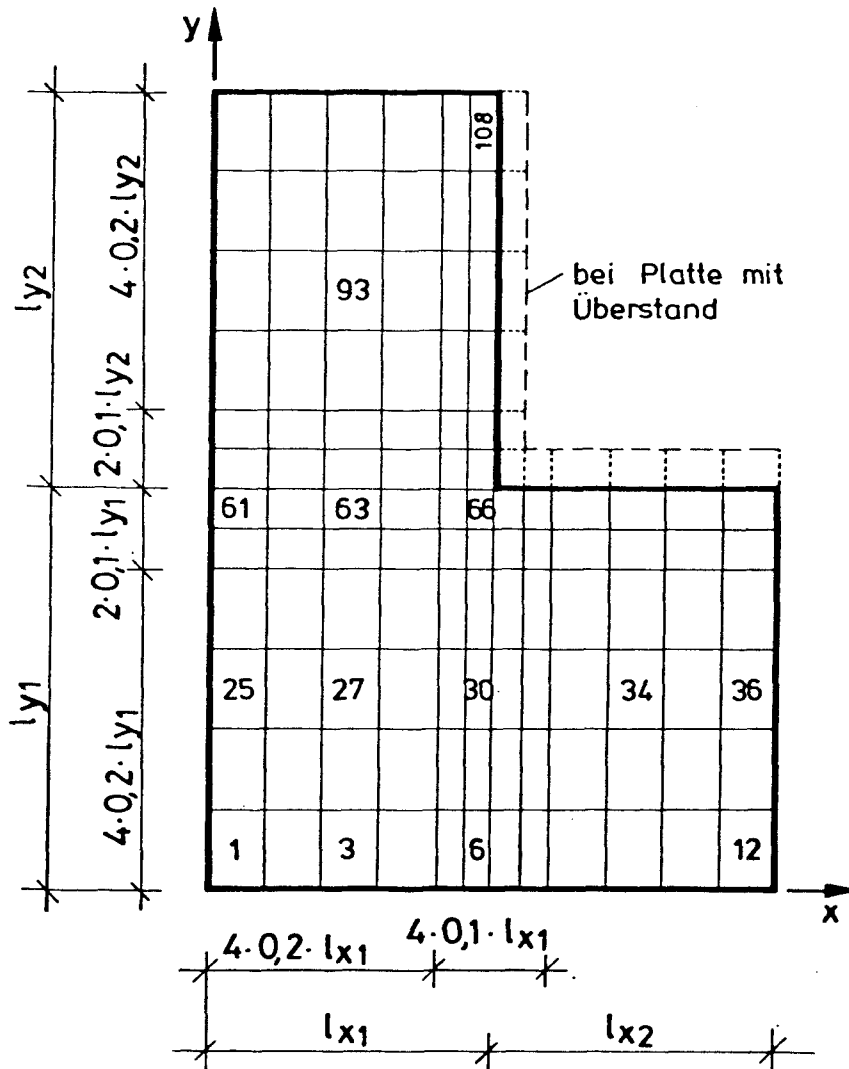


Bild 2.1: Finite-Elemente-Netz

2.2 Beschreibung des Biegemomentenverlaufs

Durch das abgewinkelte Linienauflager im Bereich der einspringenden Ecke entstehen dort auch bei allseitig frei drehbarer Lagerung Biegemomente mit Zug auf der Plattenoberseite. Hierdurch wird die Last aus den drei Plattenteilen A, B und C (s. Bild 2.2.1) bevorzugt zu dieser Ecke hingeleitet.

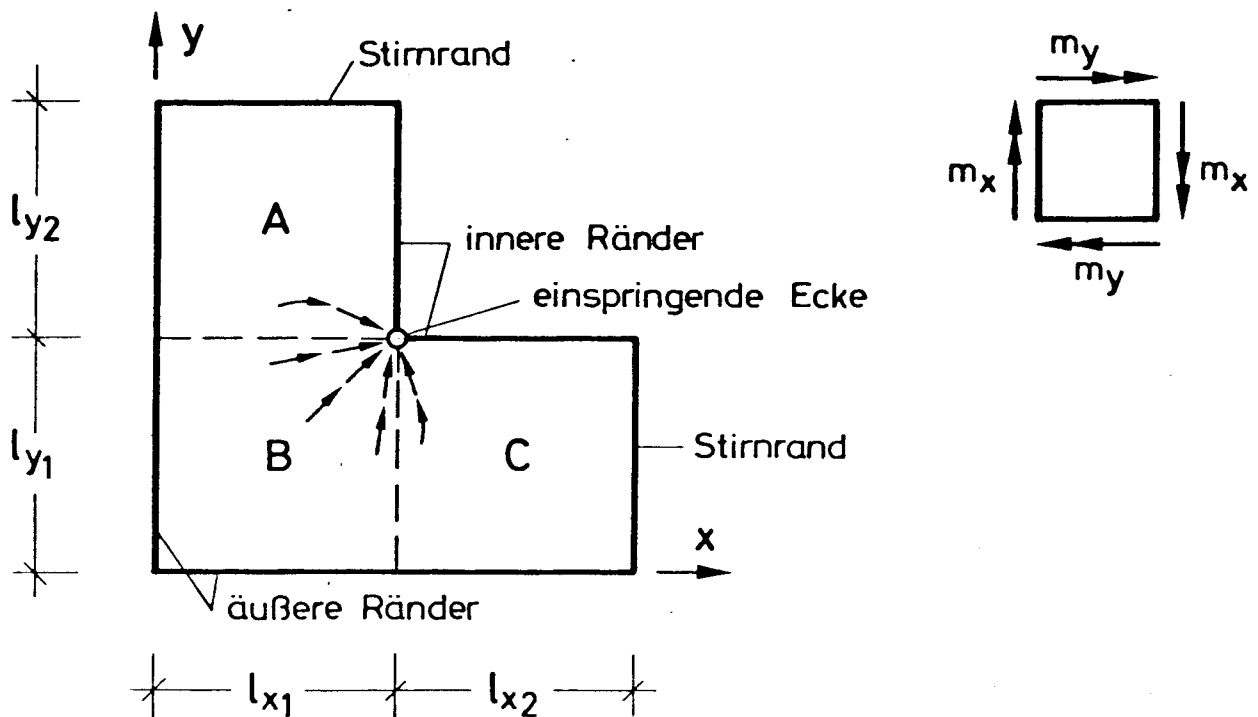


Bild 2.2.1 Bezeichnung der Plattenteile, Ränder, Stützweiten und Biegemomente

Wie aus Bild 2.2.2 hervorgeht, entstehen an den Verbindungsstellen der drei Plattenteile A, B und C die größten Biegemomente mit Spannungen in Richtung der Verlängerung der inne-

ren Plattenränder. Die Biegemomente normal dazu sind - im Gegensatz zu Verhältnissen mit an diesen Stellen tatsächlich vorhandenen Unterzügen größerer Biegesteifigkeit - in weiten Bereichen positiv (Zugspannungen auf der Plattenunterseite). Ihr Verlauf ähnelt jedoch sehr stark den Verhältnissen bei tatsächlich vorhandenen Unterzügen.

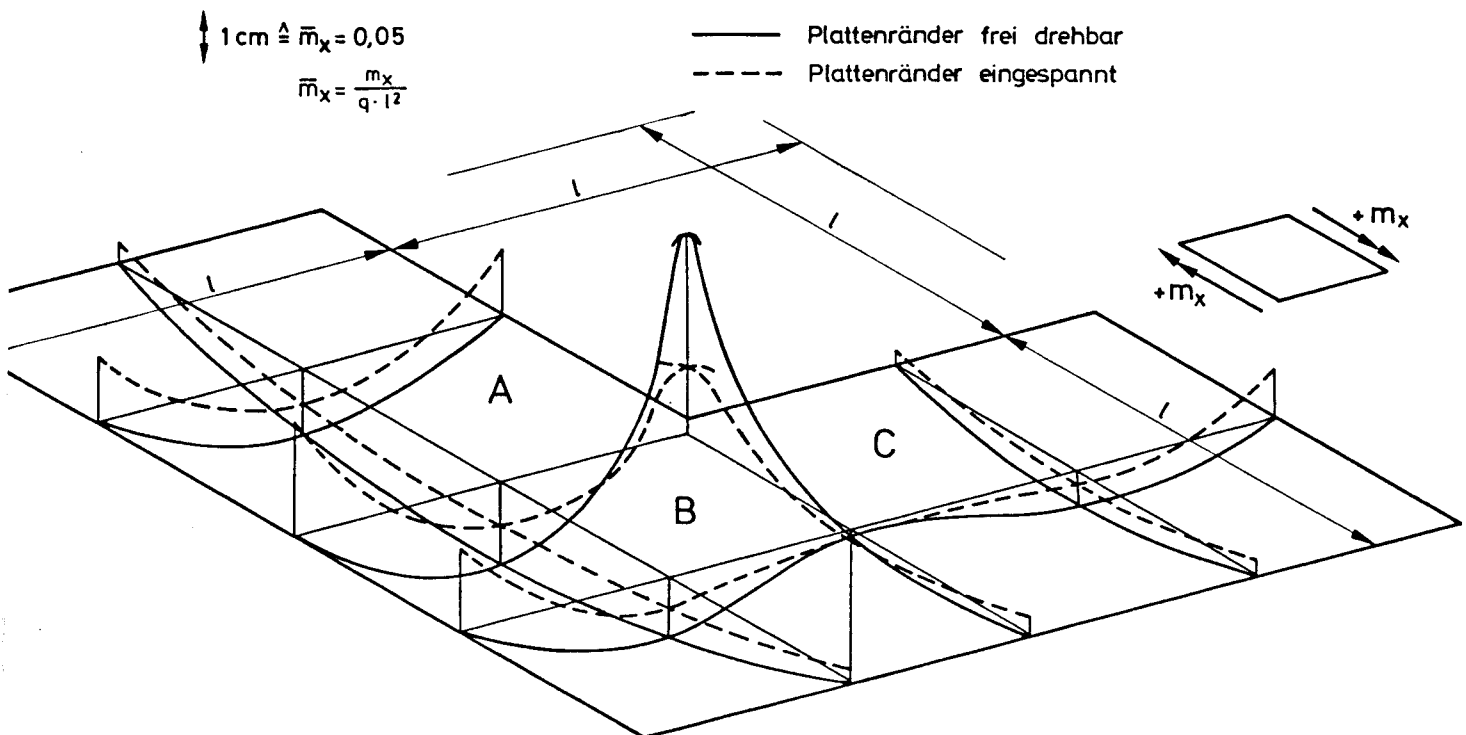
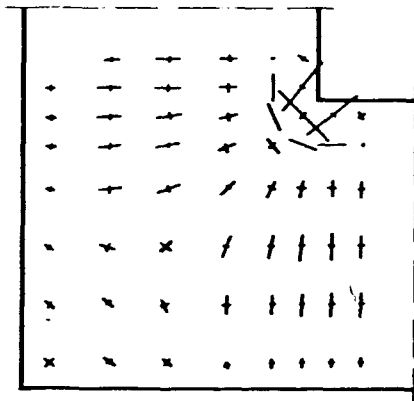


Bild 2.2.2 Biegemomentenverlauf m_x bei Gleichlast, gleicher Biegesteifigkeit im gesamten Plattenbereich und $\nu = 0,2$

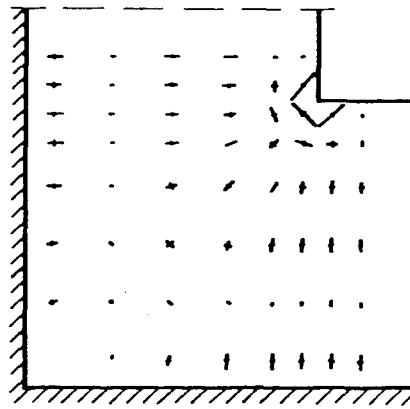
Bild 2.2.2 zeigt weiterhin, daß die Biegemomente in den Plattenteilen A und C einen ähnlichen Verlauf aufweisen wie bei dreiseitig gestützten Platten. Der Biegemomentenverlauf des Plattenteils B ähnelt dem einer zweiseitig gelagerten und an einer Ecke gestützten und eingespannten Platte.

Die größten negativen Biegemomente entstehen an der einspringenden Ecke, die größten positiven i. allg. in Verlängerung der inneren Plattenränder im Feld.

Bild 2.2.3 zeigt die aus den Biegemomenten entstehenden Hauptbiegerandspannungen für den Fall einer allseitig frei drehbaren und einer an beiden Außenrändern eingespannten Platte bei gleicher Stützweite und gleicher Belastung.



a. Platte allseitig frei drehbar gelagert



b. Platte an den Außenrändern eingespannt

Bild 2.2.3 Hauptbiegerandspannungen

2.3 Beeinflussung der Biegemomente durch unterschiedliche Biegesteifigkeit in der Platte

Durch unterschiedliche Bewehrungskonzentration, insbesondere aber durch unterschiedlich starke Rißbildung ergeben sich Bereiche verschiedener Biegesteifigkeit.

Bild 2.3.1 zeigt die auf den unbewehrten Betonquerschnitt im Zustand I bezogene Biegesteifigkeit in Abhängigkeit der Bewehrung für Zustand I und II nach [2].

Während die Randbiegespannungen auf der Plattenunterseite bei hochbauähnlichen Verhältnissen im Gebrauchszustand selten die aufnehmbare Betonzugspannung erreichen, entstehen im Be-

reich der einspringenden Ecke auf der Plattenoberseite sehr häufig schon unterhalb der Gebrauchslast Randbiegespannungen, die vom Beton nicht mehr aufgenommen werden können.

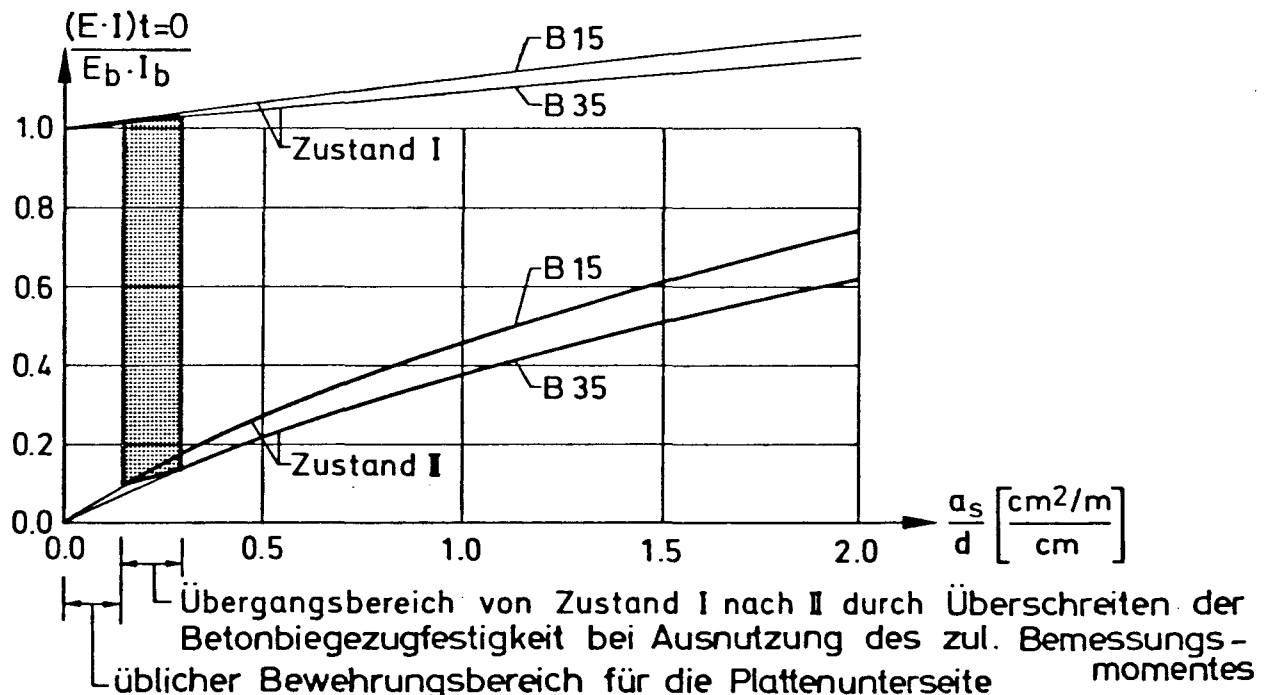


Bild 2.3.1 Biegesteifigkeiten in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades

In der Regel wird deshalb die gesamte Platte mit Ausnahme des Bereichs um die einspringende Ecke herum bis zur Gebrauchslast rechnerisch im Zustand I verbleiben. Bei Belastungssteigerung bis zum Bruchzustand kann sich unter ungünstigen Verhältnissen - wie dünne Platte, hohe Belastung, allseitig freidrehbare Lagerung - auch in Teilen des Feldbereichs theoretisch Zustand II einstellen.

Das aus der Bemessung nach DIN 1045 erforderliche Bewehrungsverhältnis a_s/d für die Plattenunterseite liegt i. allg. unter 0,15, wenngleich auch des öfteren konstruktiv eine größere Bewehrung eingelegt wird. Im Bereich der einspringenden Ecke

ergeben sich z. T. durch eine konstruktiv bedingte örtliche Bewehrungskonzentration auf der Plattenoberseite erheblich höhere Verhältnisse, die oft den Wert $a_s/d = 1$ überschreiten können. Das gleiche gilt für die Teile der Plattenunterseite in Verlängerung der inneren Ränder, wenn die Platte in einer Weise bewehrt wird, wie sie bei Anwendung der Berechnungsmethoden für deckengleiche Unterzüge üblich ist.

Wie aus Bild 2.3.1 ersichtlich ist, ergibt sich damit für den Bereich der einspringenden Ecke bei Zustand II immer ein Biegesteifigkeitsabfall. Im Bereich der Verlängerung der inneren Plattenränder kann sich bei einer für deckengleiche Unterzüge üblichen Bewehrungsart im Zustand I ein Biegesteifigkeitsanstieg bis zu max. 20 % bzw. unter ungünstigen Verhältnissen im Zustand II ein Biegesteifigkeitsabfall einstellen. Im übrigen Plattenbereich ändert sich die Biegesteifigkeit gegenüber der unbewehrten Platte kaum, da dieser Bereich in den meisten Fällen zumindest rechnerisch im Zustand I verbleibt.

Aus diesem Grund wurden Untersuchungen durchgeführt, bei denen einerseits die Biegesteifigkeit im Bereich der bewehrungsmäßig verstärkten Deckenstreifen (Bild 2.3.2) in Richtung der Verlängerung der inneren Plattenränder bis zu 20 % vergrößert, andererseits die Biegesteifigkeit im Bereich der einspringenden Ecke in beiden Richtungen x und y um 50 % vermindert wurde.

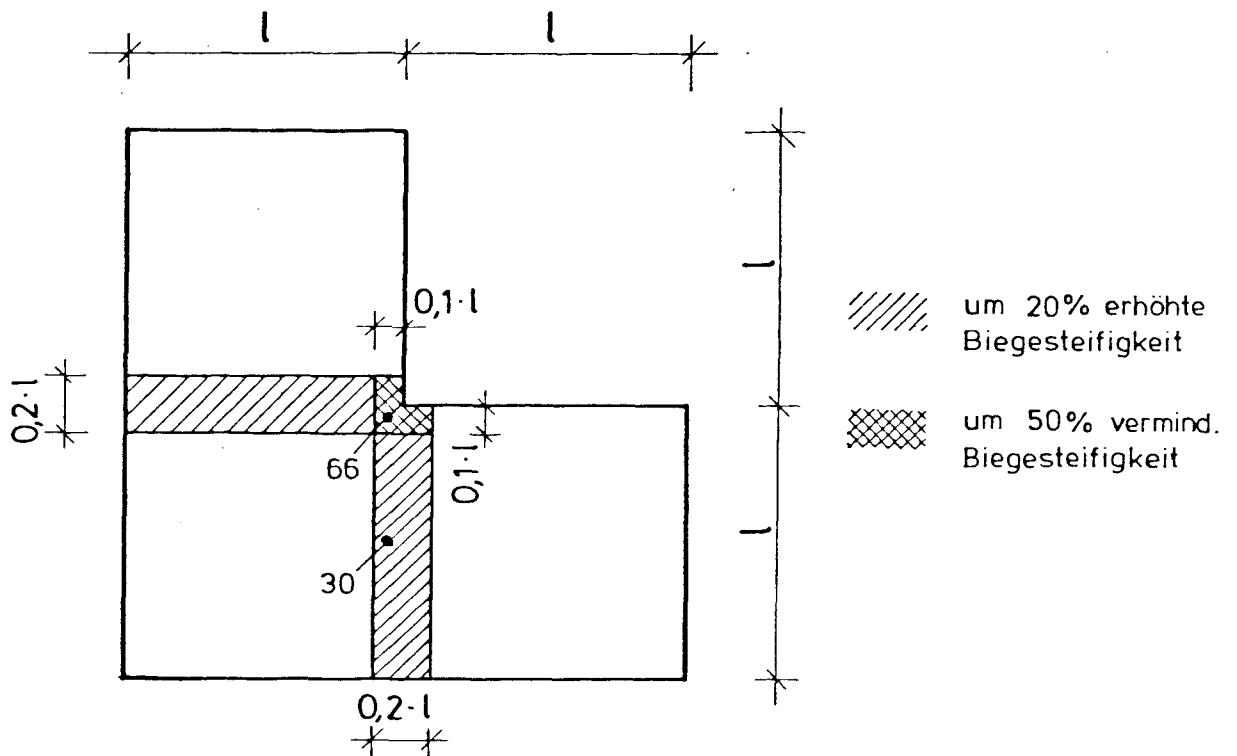


Bild 2.3.2 Unterschiedliche Steifigkeitsbereiche innerhalb der Platte

Wie diese Untersuchungen zeigen, verändern sich die Biegemomente außerhalb der Bereiche mit veränderter Biegesteifigkeit nur um max. 3 %, bezogen auf die Biegemomente bei gleicher Biegesteifigkeit. Im Punkt 30 (s. Bild 2.3.2) erhöht sich das Biegemoment im verstärkten Plattenbereich um ca. 14 %, wenn die Biegesteifigkeit hier um 20 % vergrößert wird. Bei gleichzeitiger Verminderung der Biegesteifigkeit im Bereich der einspringenden Ecke um 50 % erhöht sich das Biegemoment im Punkt 30 auf insgesamt etwa 20 % gegenüber den Werten bei überall gleicher Biegesteifigkeit.

Im Bereich der einspringenden Ecke (Punkt 66) ist es zweckmäßig, das gesamte negative Biegemoment zu vergleichen. Dieses steigt um ca. 4 % an, wenn die Biegesteifigkeit im verstärkten Plattenbereich um 20 % erhöht wird, und fällt bei gleichzeitiger Verminderung der Biegesteifigkeit im inneren

Eckbereich sogar um insgesamt 15 % ab.

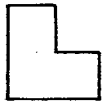
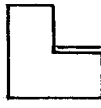
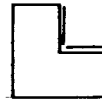
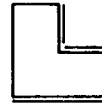



Hieraus geht hervor, daß der Einfluß einer ungleichen Biegesteifigkeit auf die Biegemomente i. allg. vernachlässigt werden kann.

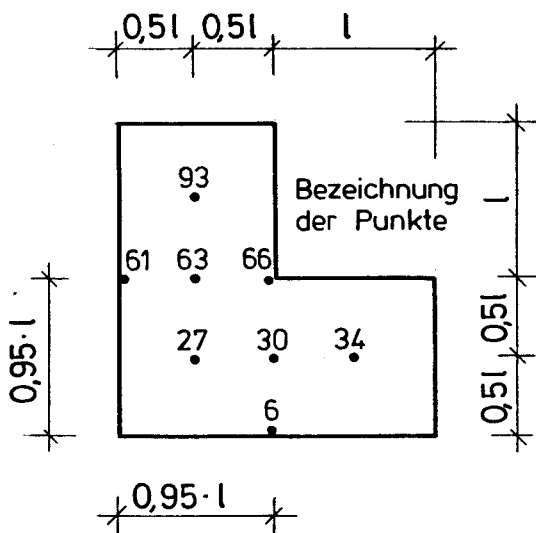
.4 Beeinflussung der Biegemomente durch die Einspannverhältnisse

Wie aus Bild 2.2.2 hervorgeht, verändern sich die Biegemomente bei einer allseitigen Einspannung der Plattenränder gegenüber einer allseitigen frei drehbaren Lagerung erheblich. Den Einfluß auf einige ausgewählte Biegemomente bei Einspannung nur einzelner Ränder zeigt Bild 2.4. Wie hieraus hervorgeht, beeinflußt - zumindest bei diesem Seitenverhältnis - die Einspannung an den Stirnrändern die Biegemomente in den Punkten 34 und 93 nur um max. 18 %. Die Biegemomente in den in Bild 2.4.1 angegebenen Punkten 3, 6, 27, 30, 61, 63 und 66 werden so gut wie nicht beeinflußt.

Weiterhin zeigt sich, daß eine Einspannung der Innenränder - abgesehen von den Punkten 34, 66 und 93 - nur einen geringen Einfluß auf die restlichen Biegemomente hat (≈ 16 %). Dies kann damit erklärt werden, daß an der einspringenden Ecke durch das abgeknickte Linienauflager auch bei frei drehbarer Lagerung der Innenränder schon eine Einspannung stattfindet.

Nur die Einspannung der Außenränder bringt eine wesentliche Beeinflussung der Biegemomente, die hierdurch - abgesehen von der Einspannstelle - gegenüber allseitig frei drehbarer Lagerung z. T. bis zu 50 % vermindert werden.

Punkt und Richtung	Einspannverhältnisse						
							
66 x	- 0,1355	- 0,1291	- 0,1015	- 0,0810	- 0,0580	- 0,0576	- 0,0520
66 y	- 0,1355	- 0,1183	- 0,1015	- 0,0705	- 0,0580	- 0,0576	- 0,0520
63 x	0,0925	0,0933	0,0799	0,0705	0,0489	0,0485	0,0552
63 y	0,0096	0,0111	0,0116	0,0181	0,0083	0,0090	0,0079
30 x	0,0096	0,0091	0,0116	0,0028	0,0083	0,0090	0,0079
30 y	0,0925	0,0791	0,0799	0,0524	0,0489	0,0485	0,0552
27 x	0,0532	0,0548	0,0516	0,0351	0,0257	0,0258	0,0256
27 y	0,0532	0,0494	0,0516	0,0336	0,0257	0,0258	0,0256
93 x	0,0604	0,0609	0,0470	0,0463	0,0337	0,0286	0,0412
93 y	0,0324	0,0327	0,0167	0,0185	0,0122	0,0120	0,0206
34 x	0,0324	0,0166	0,0167	0,0115	0,0122	0,0120	0,0206
34 y	0,0604	0,0464	0,0470	0,0335	0,0337	0,0286	0,0412
61 x	0	0	0	0	- 0,1072	- 0,1063	- 0,1220
61 y	0	0	0	- 0,1153	- 0,1072	- 0,1063	- 0,1220



Die Werte gelten für unterschiedliche Biegesteifigkeit nach Bild 2.3.2 und Gleichlast

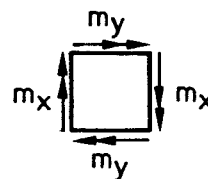


Bild 2.4 Bezogene Biegemomente $\bar{m} = \frac{m}{q \cdot l_y^2}$
bei verschiedenen Einspannverhältnissen

2.5 Beeinflussung der Biegemomente durch die Auflagerverhältnisse

im Bereich der einspringenden Ecke

Durch das abgeknickte Linienauflager im Bereich der einspringenden Ecke treten unmittelbar an der Ecke große Auflagerpressungen und etwas daneben negative Auflagerkräfte auf, was bei geringer Auflast zu einem Abheben der Platten führen kann (Bild 2.5.1). Dies ergibt zwangsläufig eine Verminderung der Biegemomente im Eckbereich und eine Vergrößerung im restlichen Bereich. Außerdem könnte durch den praktisch immer über das theoretische Auflager überstehenden Plattenrand eine Vergrößerung der Gesamtbiegesteifigkeit im Eckbereich eintreten, was zu einer Vergrößerung der Einspannwirkung an dieser Stelle führt.

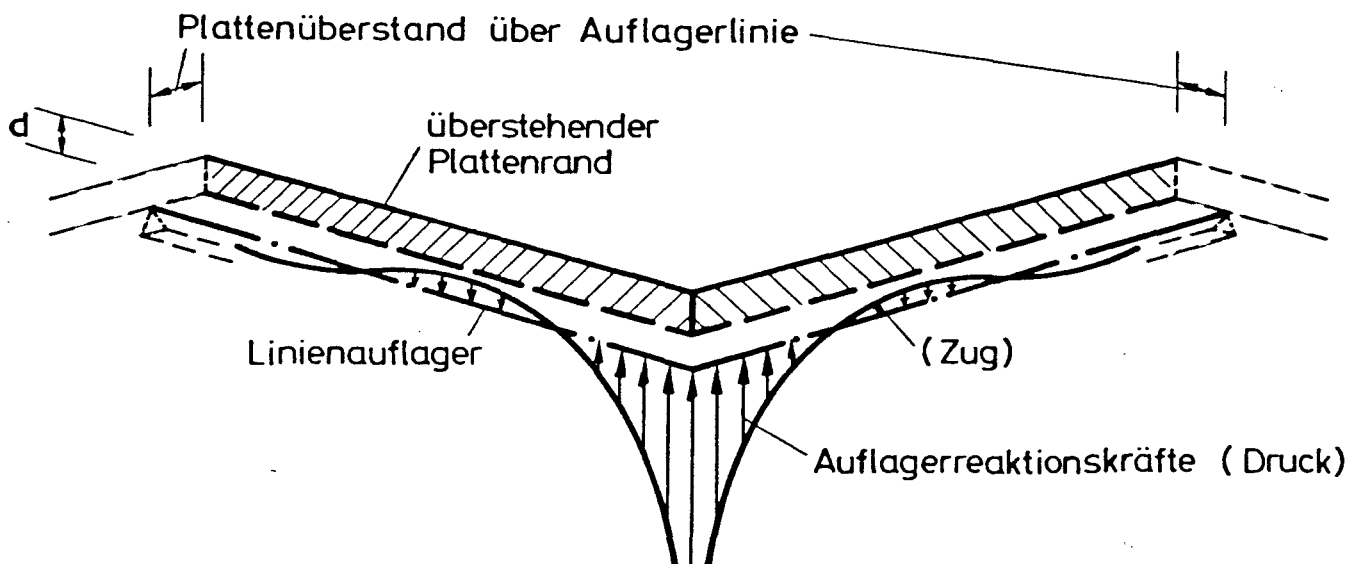


Bild 2.5.1 Auflagerung der Platte im Bereich der einspringenden Ecke

Aus diesem Grund wurden einerseits Berechnungen mit einer an den Innenrändern überstehenden Platte und andererseits Berechnungen mit einer sich nach oben frei abhebenden Platte durchgeführt. Die Auswirkung auf die Biegemomente im Feld ist gering ($< 9\%$). Bild 2.5.2 zeigt den Momentenverlauf im inneren Eckbereich für drei untersuchte Fälle.

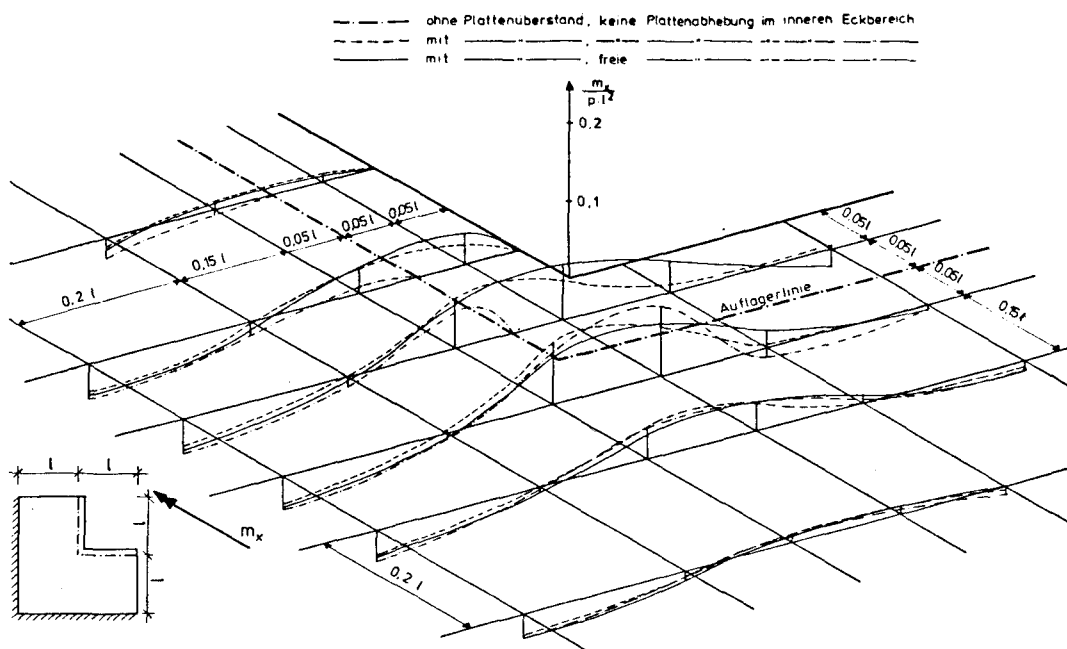


Bild 2.5.2 : Biegemomentenverlauf im Bereich der einspringenden Ecke bei Gleichlast, gleicher Biegesteifigkeit im gesamten Plattenbereich, $\nu = 0,2$, unter verschiedenen Auflagerungsbedingungen im Eckbereich

2.6 Beeinflussung der Biegemomente durch Teilbelastung der Platte

Je nach Stützweitenverhältnis und Auflagerausbildung werden die Extrembiegemomente an einigen Stellen der Platte nur erreicht, wenn die Platte teilweise belastet ist.

Die Abweichungen dieser Extrembiegemomente von jenen bei Vollast ist jedoch gering ($\lesssim 3\%$ bezogen auf die Momentengrößtwerte) und kann somit vernachlässigt werden.

2.7 Beeinflussung der Biegemomente durch unterschiedliche Stütz- weitenverhältnisse

Die Bilder 2.7.1 bis 2.7.3 zeigen die zur Stützweite l_{y1} bezogenen Biegemomente in Abhängigkeit der Stützweiten- und Einspannverhältnisse für den Feld- und Außenrandbereich der Platte.

Da die Einspannung der Innen- und Stirnränder nur einen kleinen Einfluß auf die hier dargestellten Momente ausübt, wurden nur die Einspannverhältnisse der Außenränder variiert. Die hier untersuchte Platte mit nicht unterstützten Stirnrändern liefert i. allg. die größten Biegemomente.

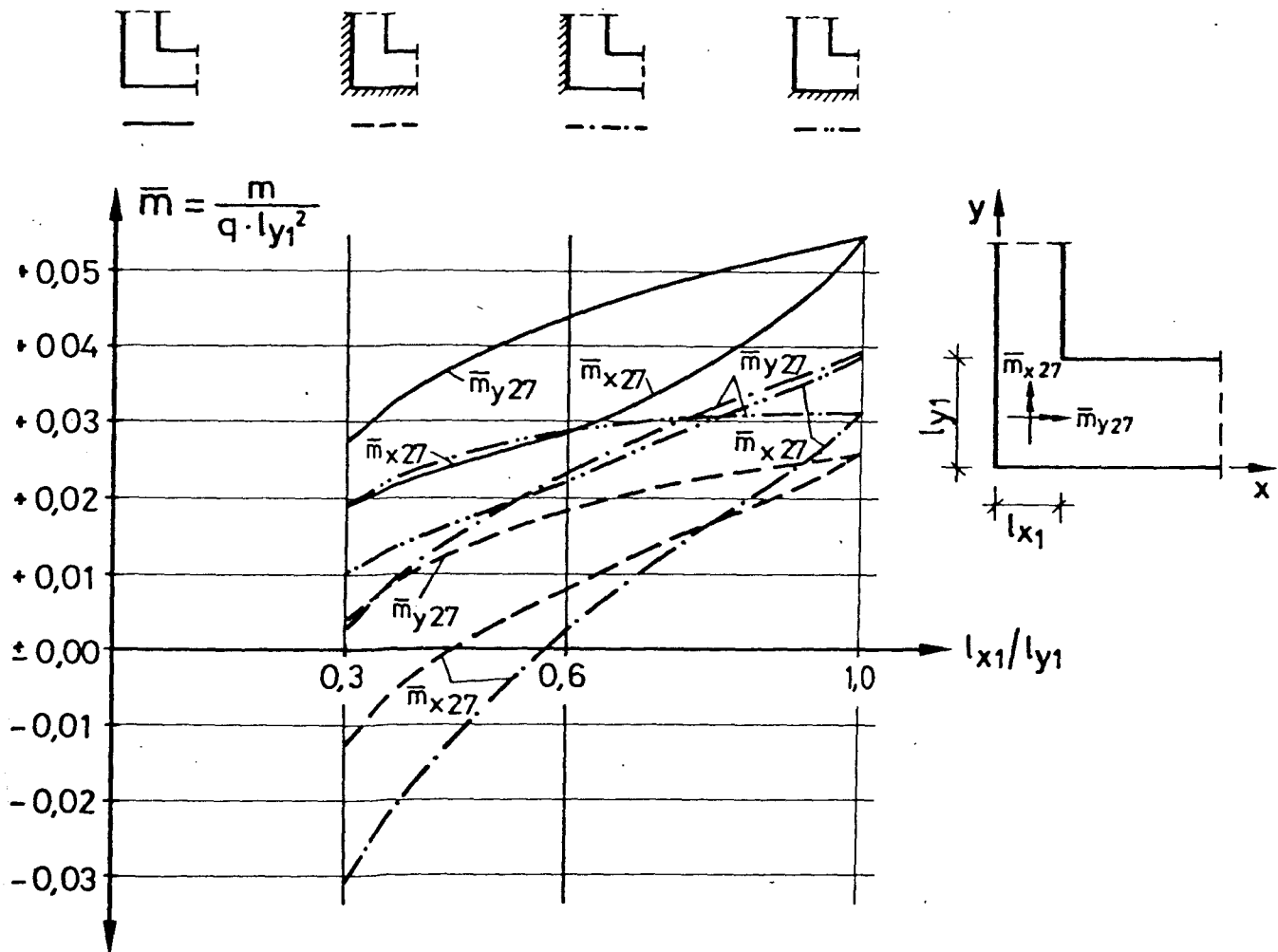


Bild 2.7.1 Bezogene Biegemomente für den Feldbereich

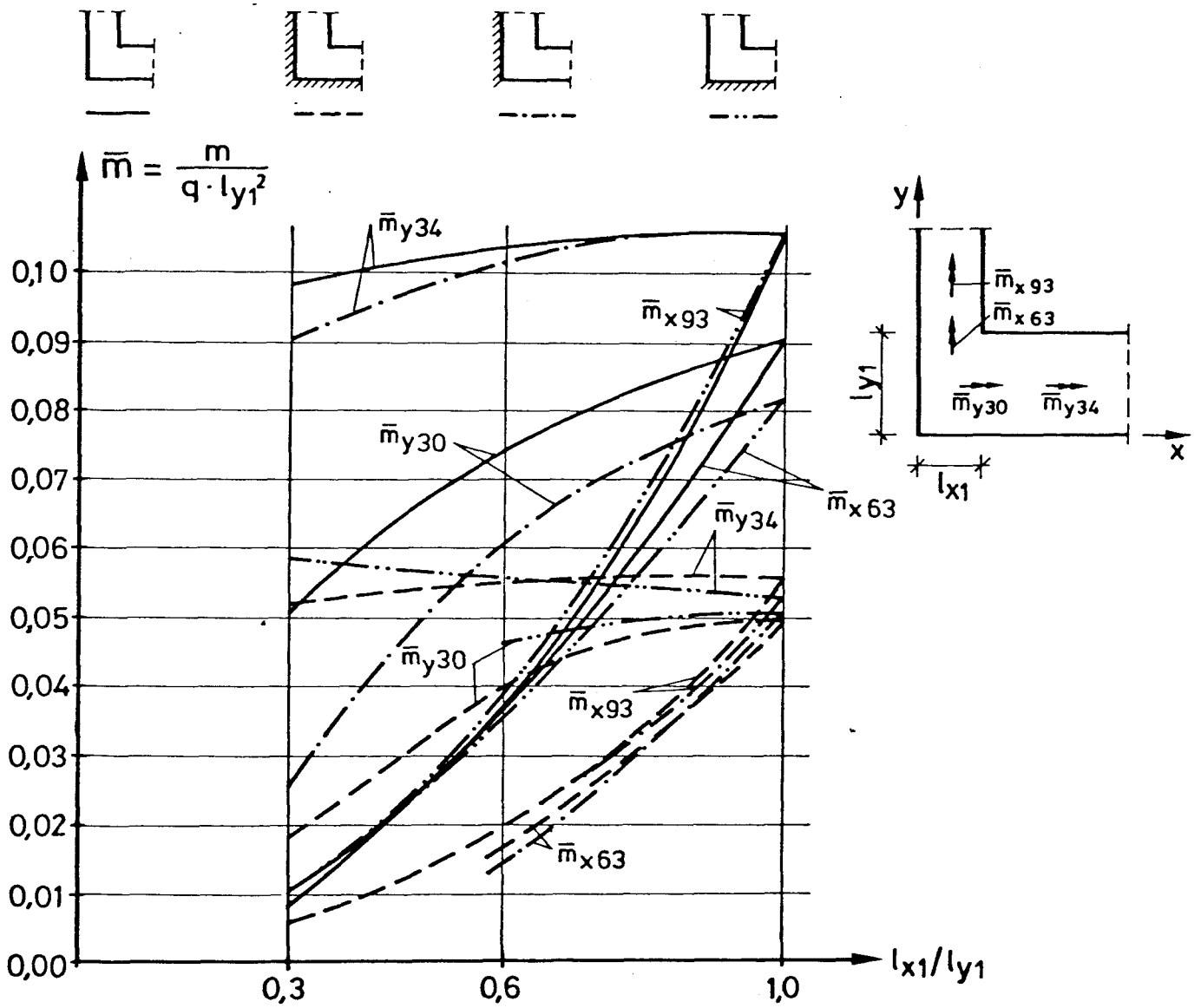


Bild 2.7.2 Bezogene Biegemomente für den Feldbereich

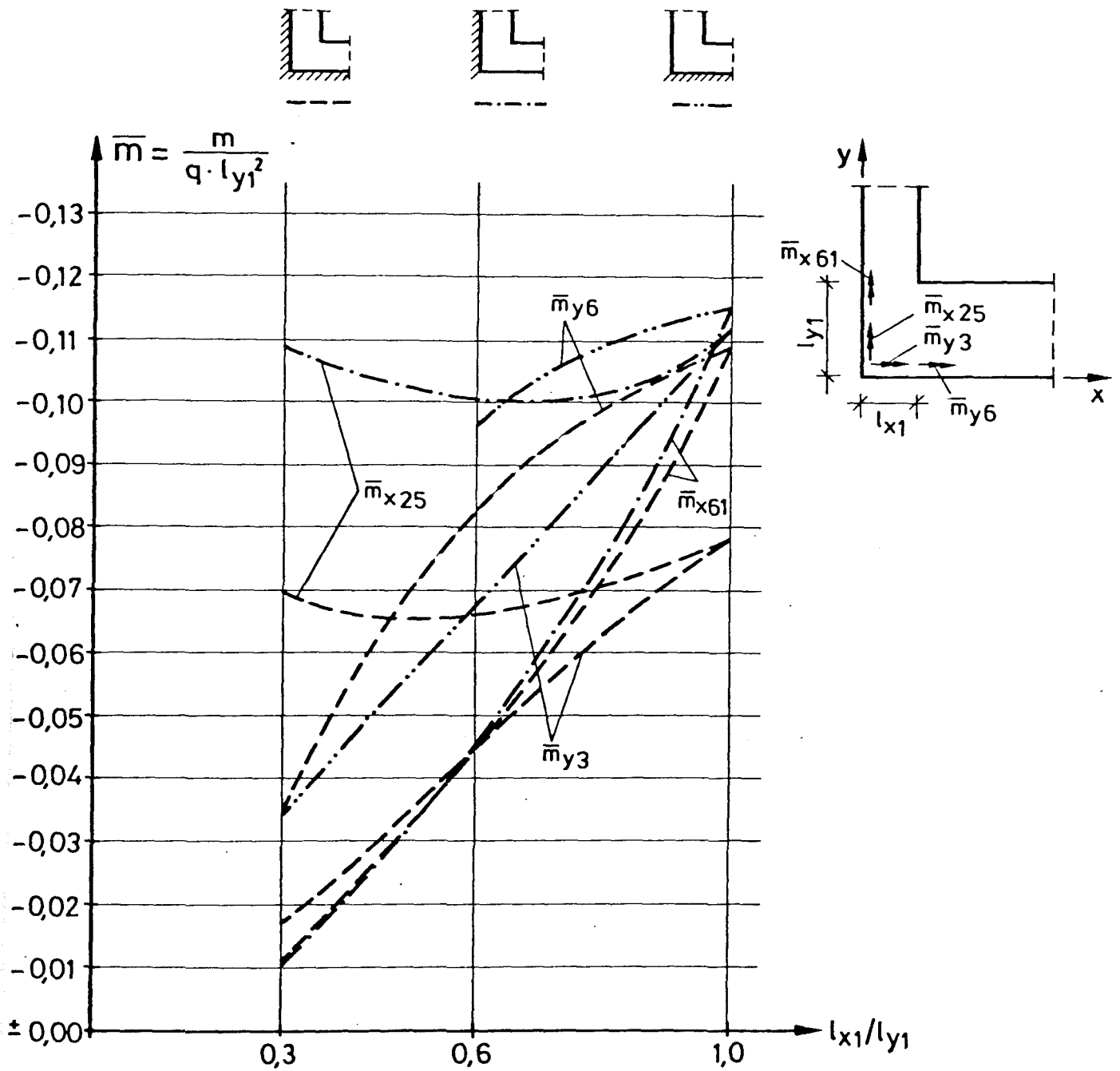


Bild 2.7.3 Bezogene Biegemomente für den Außenrandbereich

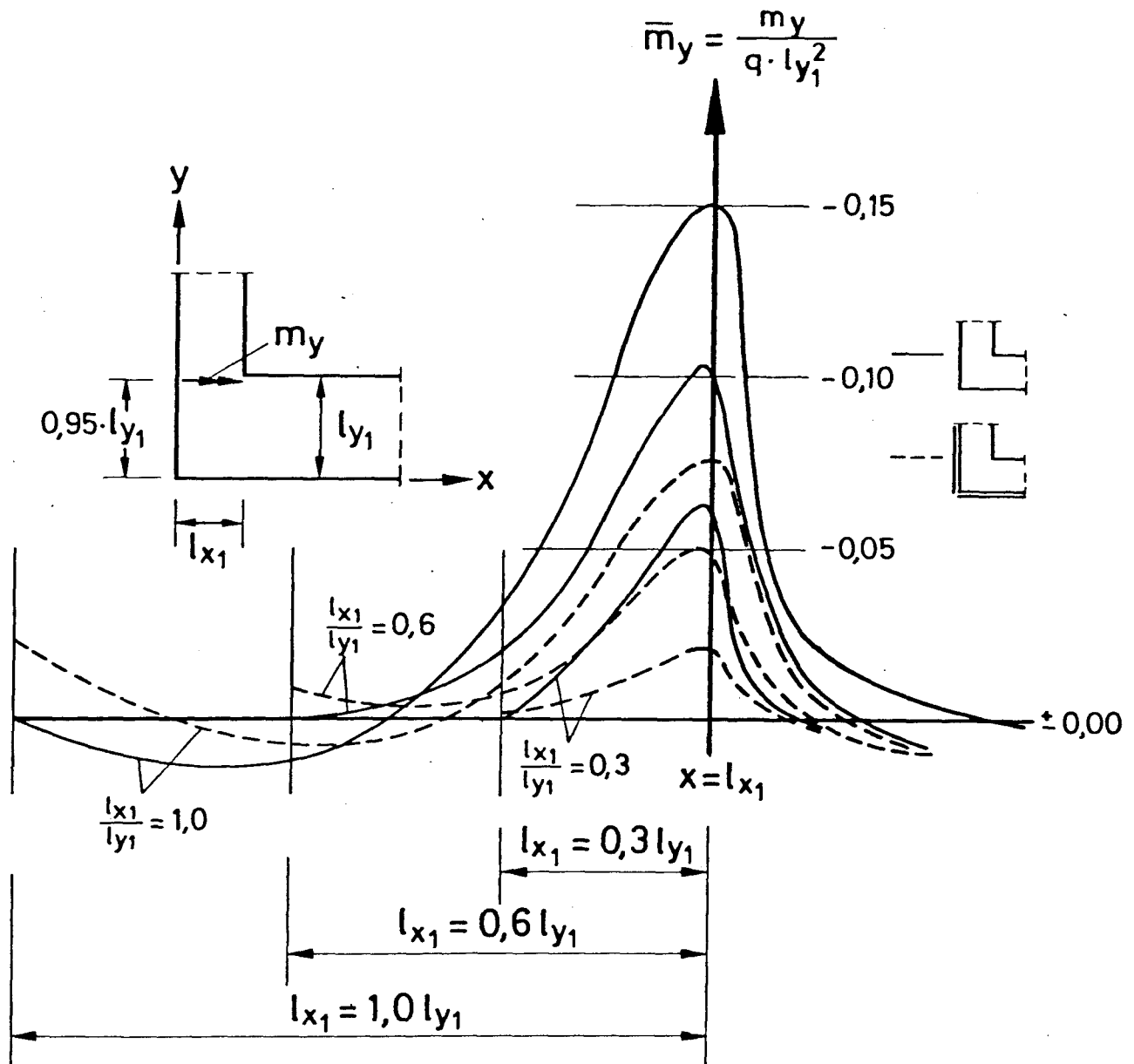


Bild 2.7.4 Biegemomentenverteilung im Schnitt $y = 0,95 \cdot l_{y1}$

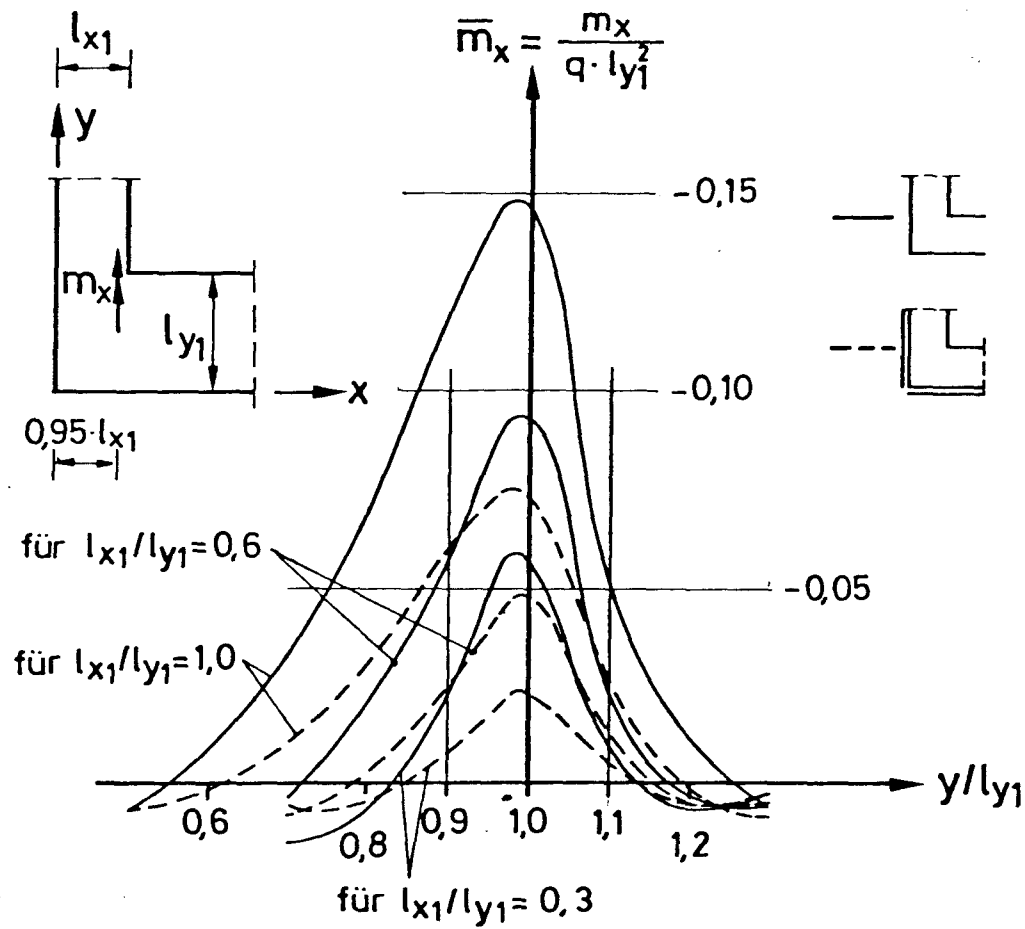


Bild 2.7.5 Biegemomentenverteilung im Schnitt $x = 0.95 \cdot l_{x1}$

In Bild 2.7.4 ist die Verteilung der bezogenen Biegemomente \bar{m}_y für den Schnitt $y = 0,95 \cdot l_{y1}$ dargestellt. Die sehr großen negativen Biegemomente im Bereich der einspringenden Ecke nehmen zur Feldmitte hin ab und erreichen bei $0,3$ bis $0,4 \cdot l_{y1}$ - weitgehend unabhängig vom Stützweitenverhältnis l_{x1}/l_{y1} - etwa den Wert Null bzw. werden durch den Außenrand begrenzt.

In Bild 2.7.5 ist die Verteilung der bezogenen Biegemomente \bar{m}_x für den Schnitt $x = 0,95 \cdot l_{x1}$ dargestellt. Wie hieraus zu ersehen ist, sind die negativen Biegemomente in diesem Schnitt im Feldbereich auf etwa $0,4 \cdot l_{x1}$ konzentriert.

Der gesamte Inhalt dieser, in den Bildern 2.7.4 und 2.7.5 dargestellten, negativen Momentenflächen im Bereich der inneren Ecke ist in Bild 2.7.6 aufgetragen. Hierbei wurde bis zum Momentennullpunkt und, falls dieser nicht vorhanden war, bis zum äußeren Außenrand aufsummiert.

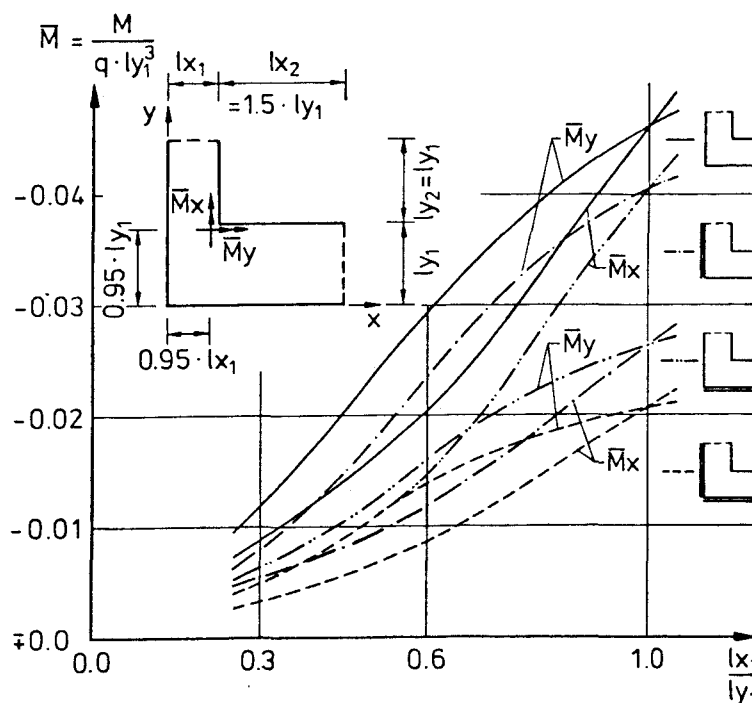


Bild 2.7.6 Integralwert der negativen Biegemomente im Bereich der einspringenden Ecke

Bild 2.7.7 zeigt die bezogenen Biegemomente \bar{m}_y an drei ausgewählten Stellen in Abhängigkeit des Stützweitenverhältnisses l_{x2}/l_{x1} . Wie hieraus zu ersehen ist, verändern sich die Biegemomente für den Plattenteil B (Eckplattenbereich) bei einem Stützweitenverhältnis $l_{x2}/l_{x1} \geq 0,6$ nur unwesentlich. Für den Plattenteil A kann der Einfluß des Stützweitenverhältnisses $l_{x2}/l_{x1} \geq 0,6$ - hier nicht dargestellt - gänzlich vernachlässigt werden. Ähnliche Abhängigkeiten, wie in Bild 2.7.6 angegeben, können bei Variation des Stützweitenverhältnisses l_{y2}/l_{y1} auf die Plattenteile B und C erwartet werden.

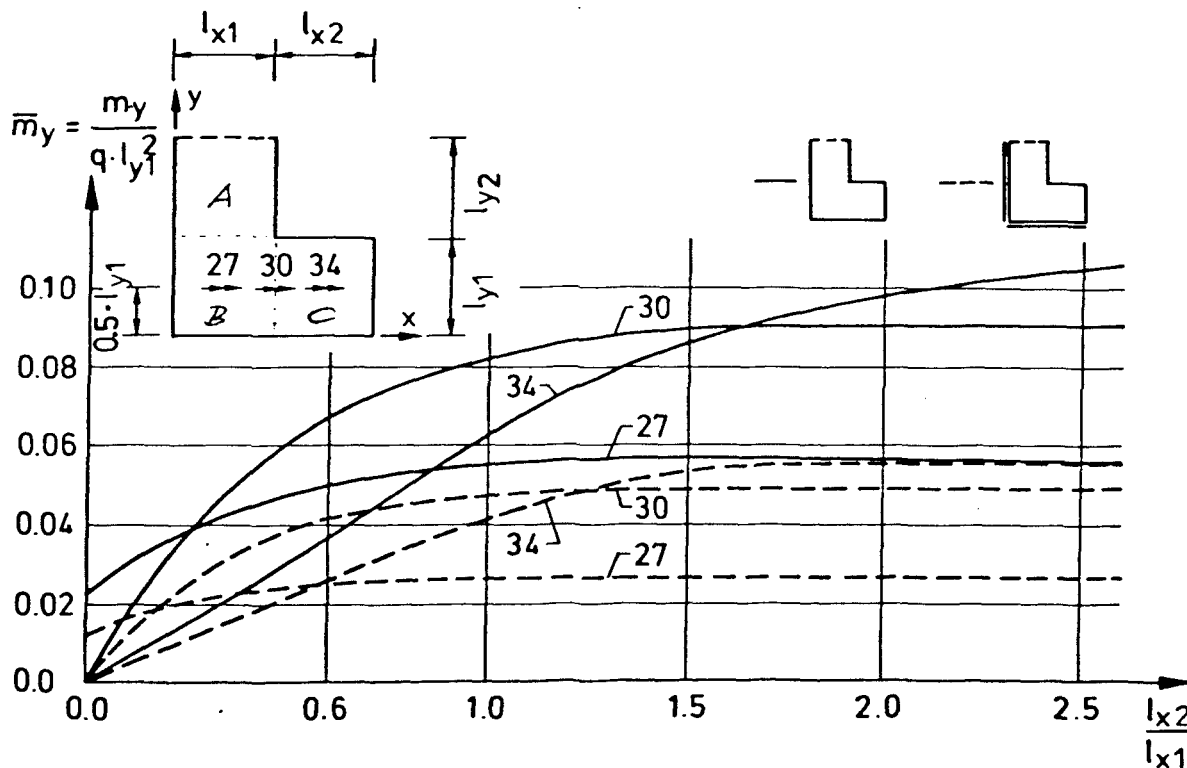


Bild 2.7.7 Biegemomente in Abhängigkeit des Stützweitenverhältnisses l_{x2}/l_{x1} bei $l_{x1}/l_{y1} = 1,0$

2.8 Schubbeanspruchung

Die Schubbeanspruchung infolge Querkraft ist an der einspringenden Ecke naturgemäß am größten. Sie erreicht etwa an den der einspringenden Ecke gegenüberliegenden Stellen der Außenränder weitere Extremwerte.

Bild 2.8 zeigt die Querkraftbeanspruchung für diese Stellen in Abhängigkeit der Stützweiten- und Einspannverhältnisse. Die Querkräfte gelten dabei für die Außenränder unmittelbar an der rechnerischen Auflagerlinie und für den Bereich der einspringenden Ecke bei $0,05 \cdot l_{y1}$ bzw. $0,05 \cdot l_{x1}$. Diese Stellen sind bei $l/d = 20$ um Plattendicke vom rechnerischen Auflager entfernt und entsprechen somit etwa jenen in DIN 1045 vorgesehenen Bemessungsstellen bei direkter Lagerung ($\sim b/3 + h/2$).

Bei hochbauähnlichen Verhältnissen ($l/d \lesssim 30$, $q = p + g \sim 8 \text{ kN/m}^2$) ergibt sich an den Außenrändern eine max. Schubbeanspruchung von $\tau_o \lesssim 0,2 \text{ N/mm}^2$. Dieser Wert ist kleiner als $\tau_{011} = 0,25 \text{ N/mm}^2$ bei B 15 nach DIN 1045. Im Bereich der einspringenden Ecke beträgt die Schubbeanspruchung unter den gleichen Verhältnissen jedoch $\tau_o \lesssim 0,6 \text{ N/mm}^2$ und könnte damit eine Schub- oder Druchstanzbewehrung notwendig machen.

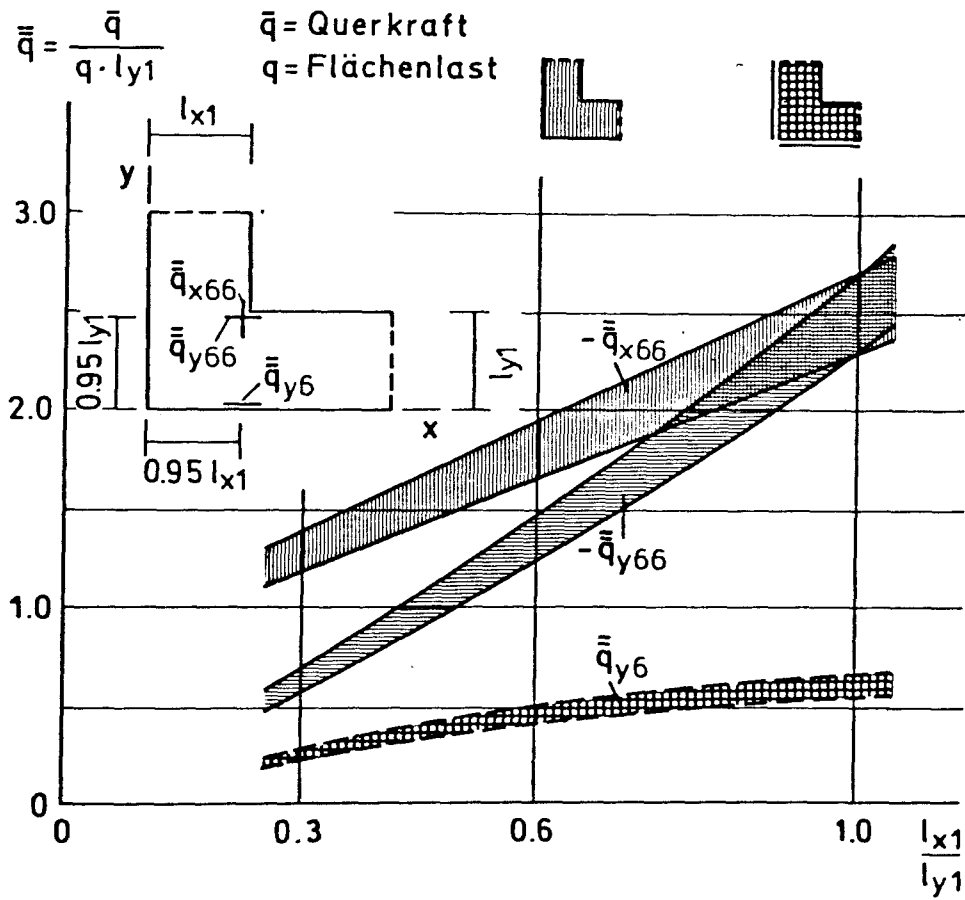


Bild 2.8.1 Bezogene Querkräfte \bar{q}

2.9 Durchbiegungen

In Bild 2.9 sind die auf die Stützweite l_{y1} bezogenen Durchbiegungen \bar{w} einiger ausgewählter Punkte in Abhängigkeit der Stützweiten- und Einspannverhältnisse angegeben. Mit Ausnahme der Durchbiegungen an den freien Plattenstirnrändern, die in guter Übereinstimmung den Durchbiegungen eines analogen Plattenstreifens entsprechen, ergibt eine der in Bild 2.9 angegebenen Durchbiegungen in etwa den Maximalwert an.

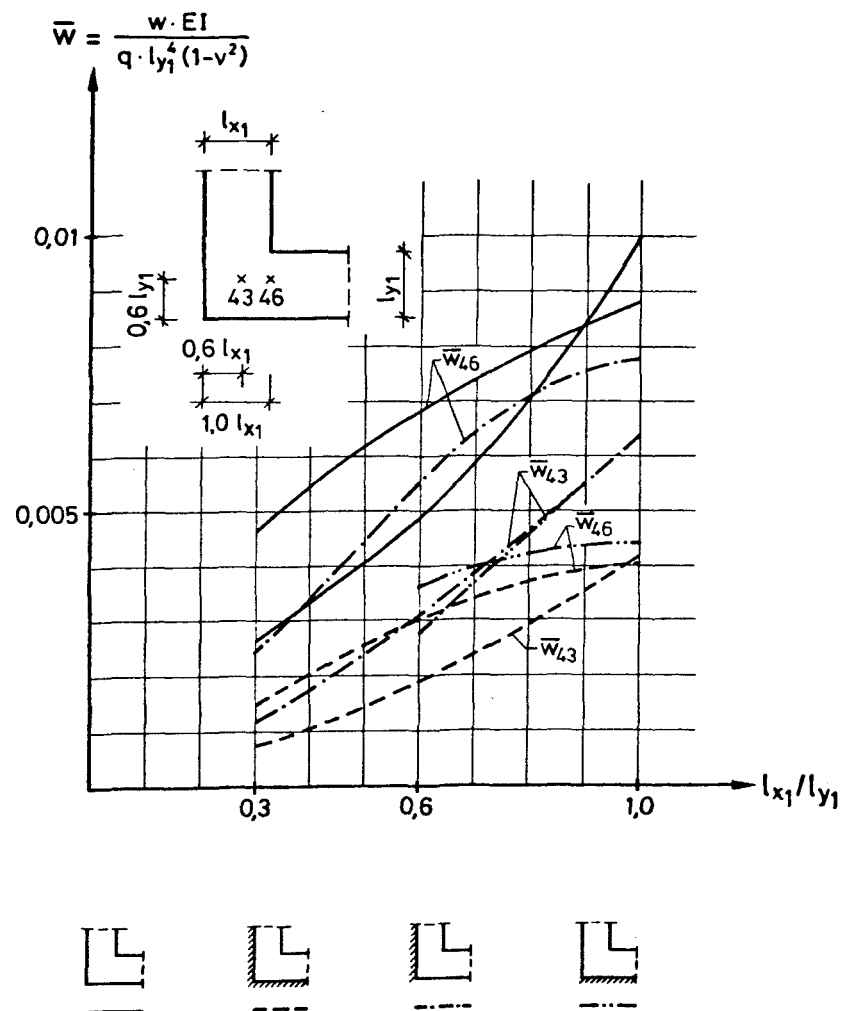


Bild 2.9 Bezogene Durchbiegungen \bar{w}

2.10 Vorschlag für eine Näherungsberechnung zur Winkelplatte

Bei der näherungsweise Berechnung unregelmäßig berandeter und gestützter Plattentragwerke wird in vielen Fällen von einer Zerlegung in einzelne Abschnitte Gebrauch gemacht, die unter Verwendung gebräuchlicher Berechnungshilfen getrennt voneinander berechnet werden können. Vielfach müssen dabei die Grenzlinien zwischen einzelnen Plattenabschnitten als starre Linienlager angenommen werden, obwohl sie nicht unterstützt sind (Bild 1). Zur Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen werden solche Auflagerlinien als Balken in der Platte (deckengleicher Unterzug = d. U.) ausgebildet und berechnet.

Deckengleiche Unterzüge verbleiben wegen ihrer konzentrierten Bewehrung unter Gebrauchslast meist im ungerissenen Zustand 1; sie besitzen dann gegenüber den anschließenden Plattenteilen eine nur wenig größere Biegesteifigkeit. Die Durchbiegung solcher d. U. kann daher bei der Berechnung des gesamten Flächentragwerkes i. allg. nicht vernachlässigt werden, um zu hohe Fehleinschätzungen des Tragverhaltens des gesamten Plattentragwerkes zu vermeiden. Bei Überschreitung des Gebrauchslast-Zustandes und Übergang der Plattenbereiche in den gerissenen Zustand 2 verändert sich das Steifigkeitsverhältnis zwischen einem d. U. und den Plattenbereichen erheblich, wobei sich die konzentrierte Bewehrung im d. U. auswirkt. Unter diesen Beanspruchungsbedingungen erscheint das bisher übliche Berechnungsverfahren unter Verwendung deckengleicher Unterzüge gerechtfertigt. In vielen Fällen verbleiben jedoch große Plattenteile bis kurz vor der Bruch-

last im ungerissenen Zustand und verhindern solcherart eine Aktivierung der höheren Biegesteifigkeit und der Tragreserven des d. U.

Durch die vielen freien Parameter, z. B. unterschiedliche Einspann- und Stützweitenverhältnisse, ist eine wie bei Platten übliche Tabellierung der wichtigsten Biegemomente sehr umfangreich. Andererseits führt eine konsequente Anwendung der bei deckengleichen Unterzügen üblichen Berechnungsart zu einer ausgedehnten obenliegenden Bewehrung über den deckengleichen Unterzügen, die nach den Bildern 2.7.4 und 2.7.5 unter Berücksichtigung der Plattentheorie nur in kleinen Bereichen notwendig ist. Um diese i. allg. teure Überbemessung zu vermeiden, kann die bei deckengleichen Unterzügen übliche Berechnungsart nicht empfohlen werden.

Es wird deshalb eine Näherungsberechnung nach der Plattentheorie bzw. den Ergebnissen der Finite-Element-Berechnung entwickelt.

Hierbei wird die Winkelplatte nach Bild 2.10.1 in zwei Einzelplatten I und II aufgeteilt, die einzeln so zu berechnen sind, als besäßen sie die gleichen Stützweiten und Einspannarten wie die Winkelplatte. Nur bei der Biegemomentenermittlung im Bereich der Verlängerung der inneren Plattenränder muß, um eine größere Unterbemessung zu vermeiden, eine evtl. vorhandene Einspannung der Innenränder unberücksichtigt bleiben.

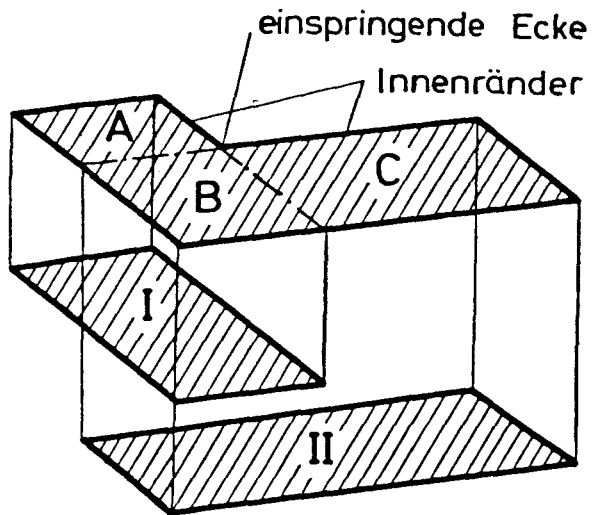


Bild 2.10.1 Aufteilung der Winkelplatte bei der Näherungsberechnung

Die sich bei der Einzelbemessung der beiden Platten I und II ergebende Bewehrung ist in keinem Punkt zu überlagern; es genügt, jeweils die Größtwerte zu berücksichtigen. Dafür ist im Bereich der einspringenden Ecke auch bei frei drehbarer Lagerung der Innenränder eine obenliegende Bewehrung anzuordnen. Näherungsweise kann dabei die in Bild 2.10.2 angegebene Momentenverteilung und Zugkraftdeckung angenommen werden. Zur besseren Übersicht ist dort nur die Bewehrung für die Biegemomente m_x dargestellt. Jene für m_y kann in analoger Weise angeordnet werden. Sowohl bei der Zugkraftdeckung wie auch bei der Biegemomentenverteilung ist dabei l_{x1} gegen l_{y1} und M_x bzw. m_x gegen M_y und m_y zu vertauschen. Beachtet werden sollte, daß die Verteilung in y -Richtung als

Funktion von l_{x1} , die in x-Richtung als Funktion von l_{y1} , die Ausdehnung der Zugkraftdeckungsfläche in x-Richtung als Funktion von l_{y1} und jene in y-Richtung als Funktion von l_{x1} anzusetzen sind. Das Gesamtmoment M_x bzw. M_y (Inhalt der Momentenverteilungsfläche) ist dabei Bild 2.7.6 zu entnehmen. Die darin enthaltenen Angaben stellen den Integralwert der Biegemomente im Schnitt $0,05 \cdot l$ neben dem Innenrand dar und gelten für nicht unterstützte Stirn- und frei drehbar gelagerte Innenränder. Zur näherungsweisen Extrapolation der Biegemomente über dem Innenrand sind die in Bild 2.7.6 angegebenen Werte mit 1,5 zu multiplizieren. Eine evtl. Einspannung der Innenränder braucht nicht berücksichtigt zu werden. Ebenso führt eine evtl. Unterstützung oder Einspannung der Stirnränder bei einem Stützweitenverhältnis $l_{x2}/l_{x1} \geq 0,6$ zu keiner nennenswerten Veränderung der Biegemomente im Eckbereich. Untersuchungen für $l_{x2}/l_{x1} < 0,6$ liegen nicht vor. Eine Abminderung der Momentenspitzen bis auf ca. 80 % der nach Bild 2.7.6 ermittelten Werte erscheint ohne weitere Untersuchungen im Sinne einer genäherten Anwendung der Traglastbetrachtung vertretbar, wenn der Integralwert der negativen Biegemomente im Bereich der einspringenden Ecke voll durch Bewehrung abgedeckt ist.

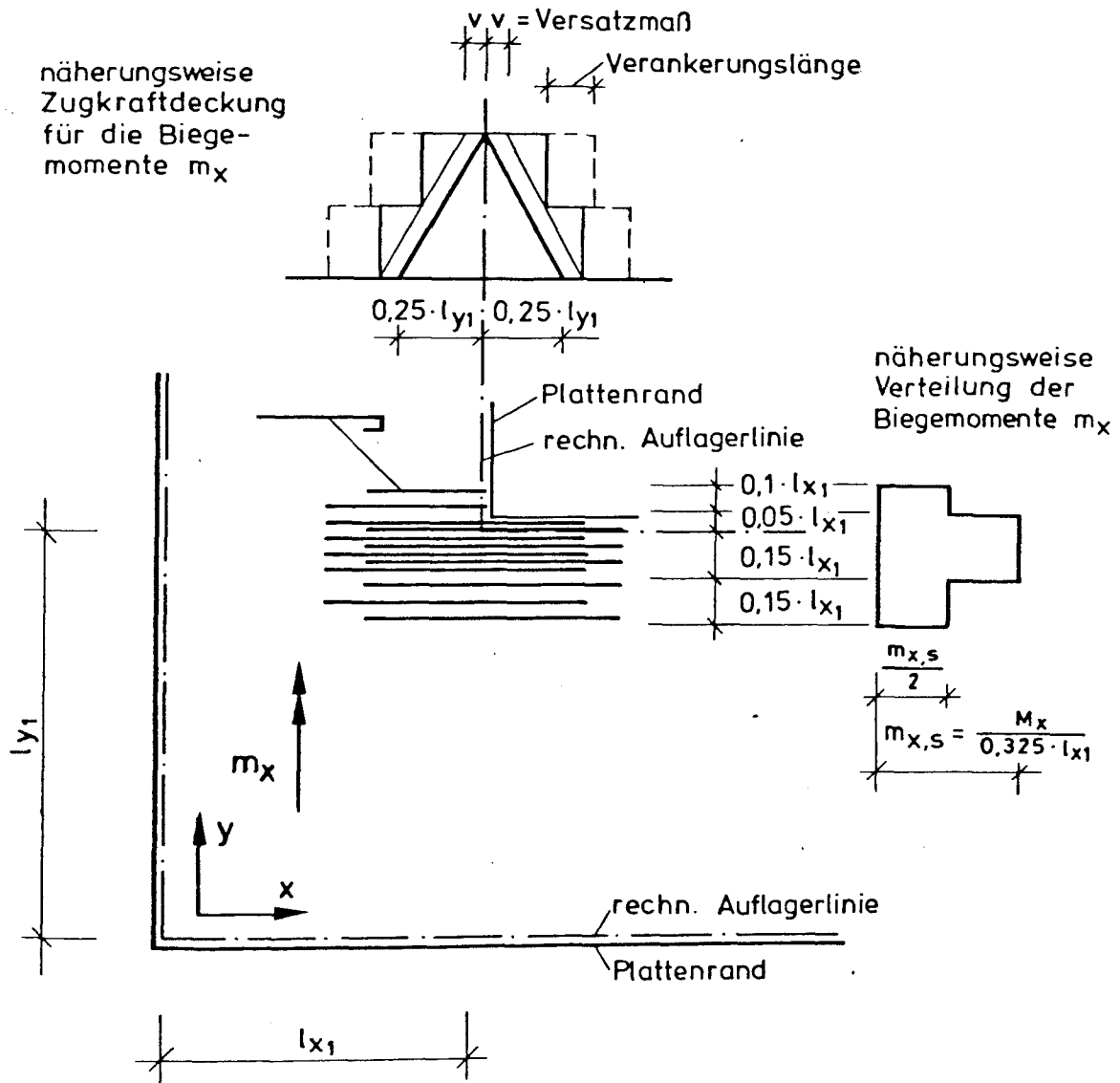


Bild 2.10.2 Anordnung und Ausdehnung der obenliegenden Bewehrung für die Biegemomente m_x im Bereich der einspringenden Ecke

In Bild 2.10.3 sind für einige ausgewählte Stellen die Biegemomente der Finite-Element-Berechnung denen der Näherungsberechnung gegenübergestellt. Zu beachten ist, daß bei der F-E-Berechnung mit einem Querkontraktionsbeiwert von $\nu = 0,2$ gearbeitet wurde, während die Biegemomente der Näherungsberechnung den Bemessungstabeln aus [5], Jahrgang 1972, 1974, 1976 und 1978, und [6] entnommen wurden, bei denen $\nu = 0$ eingearbeitet ist. Dieser Vergleich ist wissenschaftlich nicht ganz korrekt, in Anbetracht der großen Verbreitung dieser Bemessungstabeln für drei- und vierseitig gestützte Platten aus anwendungstechnischer Sicht jedoch sinnvoll. Außerdem ist der Einfluß der Querkontraktion auf die Biegemomente nach [1] gering.

unter- suchter Stützfall	*	Biegemomente und Abweichungen in den Punkten und Richtungen											
		3y	6y	12y	27y	30y	34x	34y	36y	61x	63x	93x	93y
	1				0,0553 ~ 0,0560 ~ 0 %	0,0900 ~ 0,1110 17 %	0,0235 0,0086 - 12 %	0,1056 ~ 0,1173 10 %	0,1197 0,1236 3 %		0,0900 0,1110 17 %	0,1005 0,1173 14 %	0,0198 0,0086 - 9 %
	1						0,0284 0,0106 - 14 %	0,0977 ~ 0,1100 10 %	0,1189 0,1224 3 %		0,0078 0,0113 3 %	0,0098 0,0113 1 %	0,0024 ~ 0 - 2 %
	1		- 0,1083 - 0,1166 6 %	- 0,1302 - 0,1434 10 %	0,0256 ~ 0,0300 4 %	0,0491 0,0600 8 %	0,0123 0,0054 - 5 %	0,0554 0,0616 5 %	0,0606 0,0632 2 %	- 0,1069 - 0,1166 7 %	0,0491 0,0600 8 %	0,0540 0,0616 6 %	0,0111 0,0054 - 4 %
	1			- 0,1307 - 0,1418 8 %			0,0161 ~ 0,0072 - 7 %	0,0504 ~ 0,0590 7 %	0,0608 0,0637 2 %	- 0,0116 - 0,0113 ~ 0 %		0,0053 0,0063 2 %	0,0012 ~ 0 - 1 %
	1				0,0553 0,0962 50 %	0,0820 0,0962 17 %	0,0319 0,0248 - 9 %	0,0631 0,0962 40 %			0,0820 0,0962 17 %	0,0631 0,0962 40 %	0,0319 0,0248 - 9 %
	1	- 0,0786 - 0,1190 33 %	- 0,1220 - 0,1190 - 2 %		0,0258 0,0559 25 %	0,0478 0,0559 7 %	0,0204 0,0166 - 3 %	0,0417 0,0559 12 %		- 0,1220 - 0,1190 - 2 %	0,0478 0,0559 7 %	0,0417 0,0559 12 %	0,0204 0,0166 - 3 %
	1				0,0499 0,0787 28 %	0,0669 0,0787 12 %	0,0224 0,0277 5 %				0,0909 0,1110 19 %	0,1022 0,1173 14 %	0,0204 0,0240 4 %
	1	- 0,0770 - 0,1087 29 %	- 0,0932 - 0,1087 14 %		0,0247 0,0476 21 %	0,0417 0,0476 5 %	0,0179 0,0182 ~ 0 %			- 0,1077 - 0,1166 8 %	0,0493 0,0600 10 %	0,0544 0,0616 6 %	0,0112 0,0054 - 5 %
	2	- 0,0731 - 0,0833 9 %	- 0,1062 - 0,1136 7 %		0,0258 0,0400 13 %	0,0484 0,0535 5 %	0,0119 0,0095 - 2 %	0,0286 0,0400 11 %		- 0,1062 - 0,1136 7 %	0,0484 0,0535 5 %	0,0286 0,0400 11 %	0,0119 0,0095 - 2 %
	2	- 0,0731 - 0,0833 9 %	- 0,1072 - 0,1190 + 11 %		0,0257 0,0415 15 %	0,0489 0,0559 7 %	0,0122 0,0130 1 %	0,0337 0,0415 7 %		- 0,1072 - 0,1190 11 %	0,0489 0,0559 7 %	0,0337 0,0415 7 %	0,0122 0,0130 1 %
	2				0,0516 0,0585 9 %	0,0799 0,0962 20 %	0,0167 0,0169 0 %	0,0469 0,0585 15 %			0,0799 0,0962 20 %	0,0469 0,0585 15 %	0,0167 0,0169 0 %

1 $\hat{=}$ überall gleiche Biegesteifigkeit
2 $\hat{=}$ Biegesteifigkeiten nach Bild 2.3.2

obere Zeile : aus Finite-Elementberechnung
mittlere Zeile : aus vorgeschlagener Näherungsberechnung
untere Zeile : Abweichung, bezogen auf Momentengrößtwert
Bezeichnung der Punkte und Richtungen siehe Bild 2.4

Bild 2.10.3 Gegenüberstellung der bezogenen Biegemomente aus Finite-Element- und vorgeschlagener Näherungsberechnung

Die weiterhin in Bild 2.10.3 angegebenen prozentualen Abweichungen geben das Differenzmoment aus Näherungs- und F-E-Berechnung, bezogen auf das in Bild 2.10.3 angegebene Größtmoment des jeweiligen Betrachtungsfalles, an. Positive Abweichungen bedeuten Überbemessung, negative Abweichungen Unterbemessung.

Die mittlere Überbemessung bei Anwendung dieses Näherungsverfahrens beträgt ca. 7 %. Die maximale örtliche Überbemessung liegt - von Extremfällen abgesehen - bei ca. 30 %, die maximale örtliche Unterbemessung bei ca. 7 %.

Neben dem hier vorgeschlagenen Näherungsverfahren wurden noch weitere untersucht, unter anderem eins, bei dem die Winkelplatte in die drei Teile A, B und C (s. Bild 2.10.1) zu zerlegen ist.

Die Teile A und C können dann als drei- bzw. zweiseitig gelagerte Platten unter Beibehaltung der Stützweiten und Einspannarten bemessen werden. An den Verbindungsstellen zum Teil B ist jedoch ein freier Rand anzunehmen. Teil B wäre nach den Angaben der Bilder 2.7.1 und 2.7.2 zu bemessen. Diese Methode führt jedoch zu einer i. allg. größeren Überbemessung. Außerdem wären hierbei mehr Bemessungsparameter anzugeben.

3. Experimentelle Untersuchungen an einem Plattenfeld

Durchgeführt von Prof. Dr.-Ing. J. Eibl und Prof. Dr.-Ing. G. Iványi
am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig

3.1 Allgemeines

Mit diesem Versuch sollte geklärt werden, ob das bei deckengleichen Unterzügen üblicherweise benutzte Berechnungsverfahren auch bei sehr ausgefallenen Verhältnissen das Tragverhalten noch ausreichend beschreiben kann und auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Dem demonstrativen Ziel des Versuchs entsprechend, wurden dabei extrem geometrische Verhältnisse gewählt, um einen Grenzfall hinsichtlich der angestrebten Bruchsicherheitsbetrachtungen zu erzielen.

3.2 Versuchskörper

3.2.1 Abmessungen

Den Schalplan des kassettenförmigen Deckenfeldes zeigt Bild 3.2.1. Wie im Querschnitt angedeutet, wurden drei parallel verlaufende Träger zwischen zwei nahezu starren Querträgern angeordnet, wobei der mittlere, am stärksten beanspruchte Träger ein deckengleicher Unterzug ist.

Ausgehend von einer praktisch noch vertretbaren Mindestdicke der Platte von $d = 10 \text{ cm}$ wurde das Grundrißformat des Deckenfeldes so gewählt, daß die mittragende Plattenbreite des deckengleichen Unterzuges nach [7] $b_{mi} = b_1$ wird. Dieser Forderung hätten auch Modelle mit kleineren Spannweiten genügt, bei denen aber eine starke direkte Lastabtragung

der Platte zu den Endquerträgern hin zu erwarten gewesen wäre, da der deckengleiche Unterzug vor dem Auftreten der ersten Risse nicht wirksam ist.

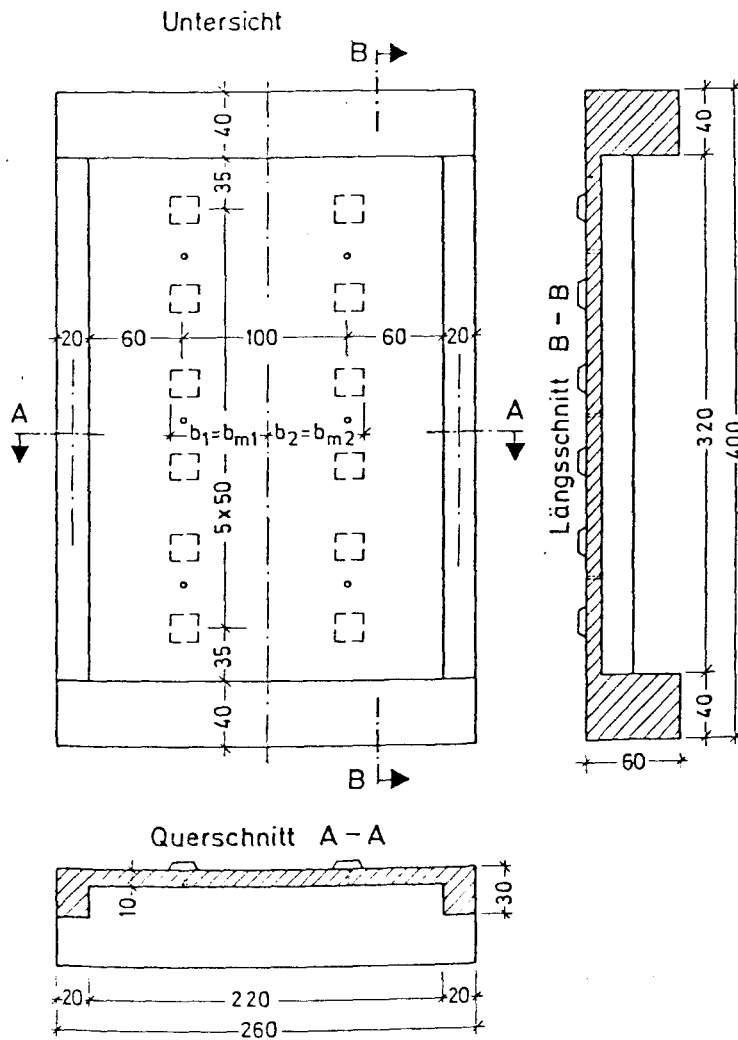
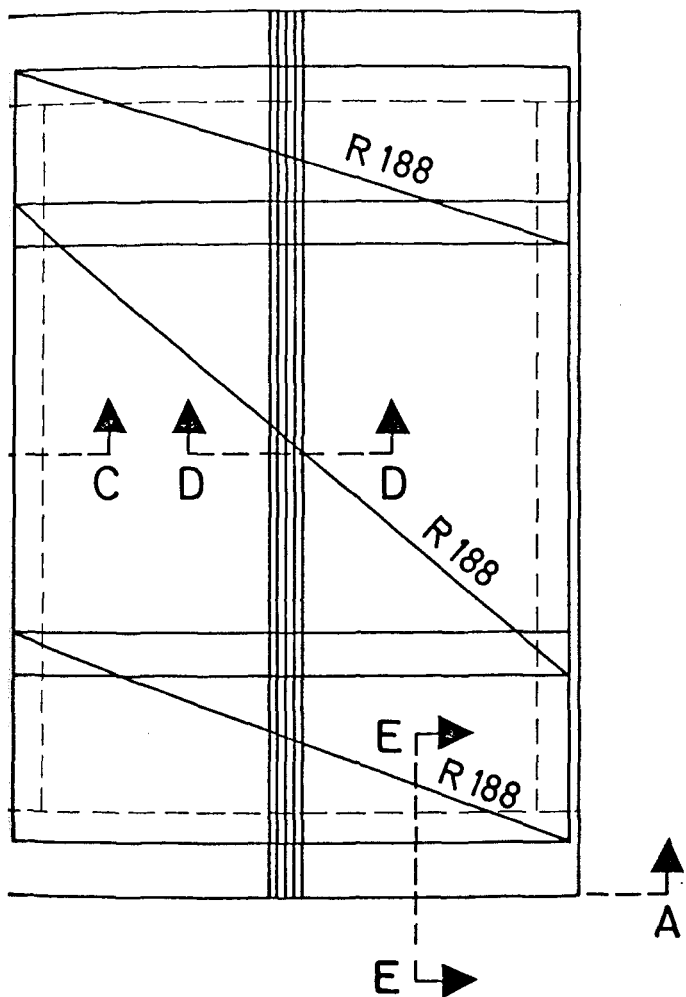


Bild 3.2.1

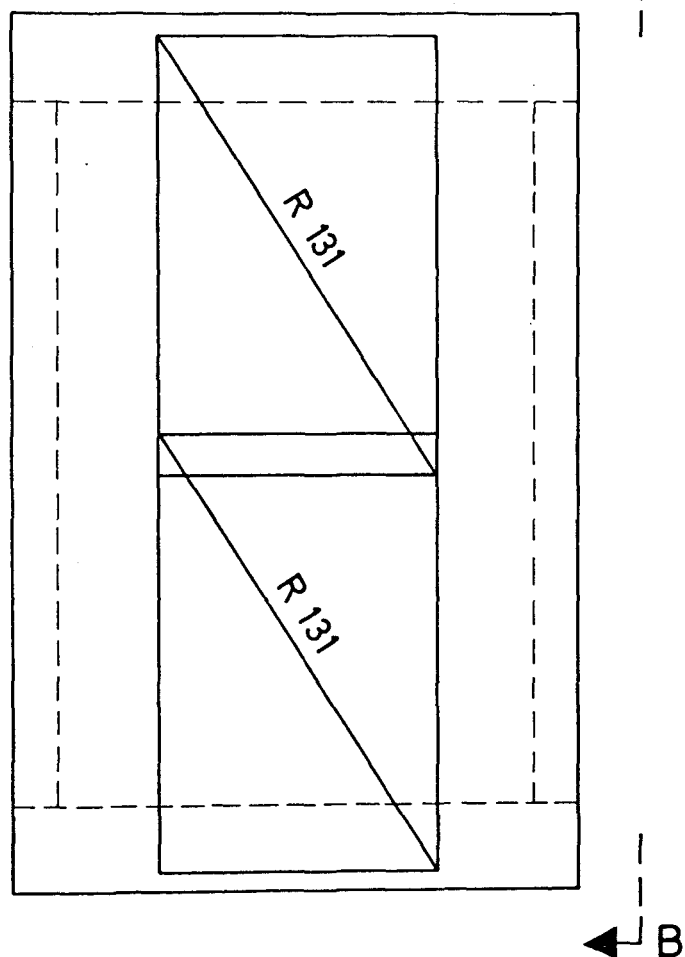
3.2.2 Bewehrung

Die erforderliche Bewehrung wurde in einer Vorberechnung nach DIN 1045 ermittelt. Sowohl in der Platte wie auch in den Randträgern mußte dabei mehr als die statisch erforderliche Bewehrung eingelegt werden, da der rechnerische Beweh-

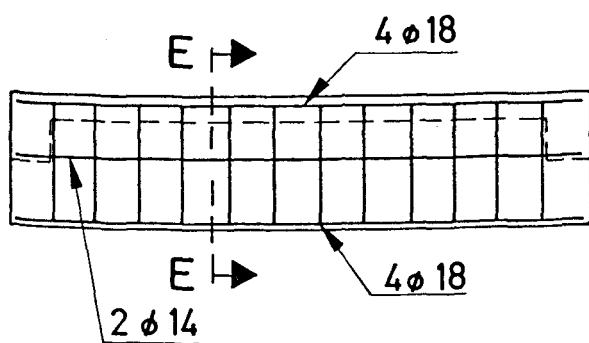
Untere Bewehrung



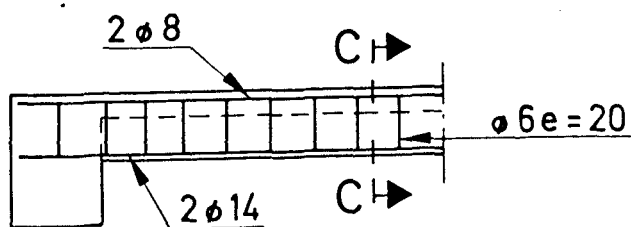
Obere Bewehrung



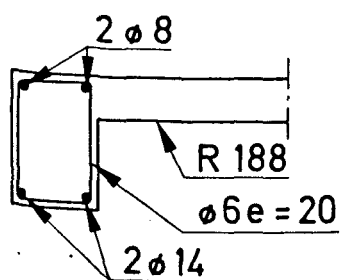
A - A



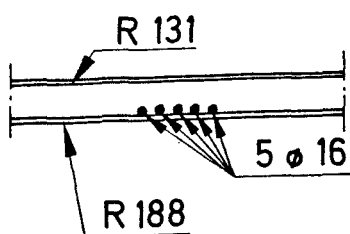
B - B



C - C



D - D



E - E

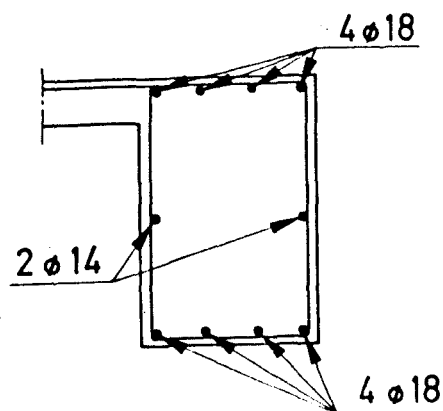


Bild 3.2.2

rungsgehalt nicht zur Deckung des Anrißmomentes in den einzelnen Bauteilen ausreicht. Insbesondere eine starke Unterbewehrung der Randträger hätte dabei ein plötzliches Versagen des Gesamtsystems und einen vorzeitigen Abbruch des Versuches verursacht. Die "Mindestbewehrung" wurde durch die Bedingung, daß das rechnerische Anrißmoment mit einer Stahlspannung an der rechnerischen Fließgrenze aufgenommen werden kann, festgelegt.

Der Bewehrungsplan des Versuchsmodells ist aus Bild 3.2.2 zu ersehen. Zur Bewehrung der Decke wurden Baustahlgewebematten ohne Randeinsparung verwendet. Der deckengleiche Unterzug wurde nicht verbügelt.

3.2.3 Festigkeitseigenschaften

Der Versuchskörper sollte aus einem Beton B 25 hergestellt werden. Angaben über den verwendeten Zuschlag und Zement sowie die Ergebnisse der an den einzelnen Stahlsorten bzw. am erhärteten Beton durchgeführten Festigkeitsprüfungen enthält Bild 3.2.3. Außer den üblichen Betonprüfkörpern wurden nachträglich auch Bohrkerne aus den Querträgern entnommen, um den E-Modul des "Bauwerk-Betons" zu bestimmen.

3.3 Versuchseinrichtung

3.3.1 Belastungseinrichtung

Die Lagerung des Versuchskörpers erfolgte in vier Punkten jeweils auf bewehrtem Gummilager etwa 1,50 m über OK Prüffelddecke.

Zusammensetzung des Zuschlags

Körnung mm	Anteil %	Herkunft	Wichte kg/m ³
0 - 2	12	Sand, Gleidingen	223
0 - 2	33	Sand, Fels Börssum	623
2 - 8	23	Kies, Fels Börssum	434
8 - 16	32	Kies, Fels Börssum	604

Zement: Nordciment Allemania Höver,
PZ 35 F, 300 kg/m³, w/z = 0,59
Rohdichte 2,39 kg/dm³

Zusammenstellung der Stahlprüfergebnisse

Sorte	Ø mm	Streckgrenze N/mm ²	Bruchgrenze N/mm ²
BSt 420/500	6	449,4	539,3
	14	436,1	508,1
	16	447,4	514,1
BSt 500/550	5	559,7	598,4
	6	646,2	697,9

Zusammenstellung der Betonprüfergebnisse

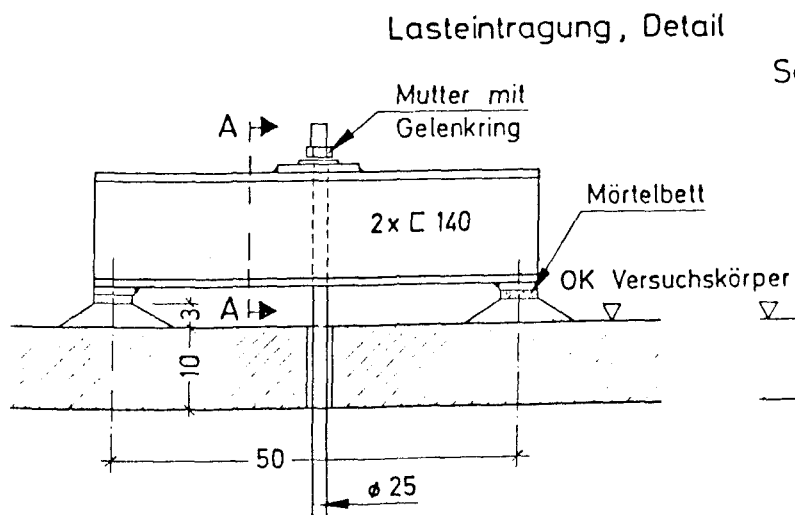
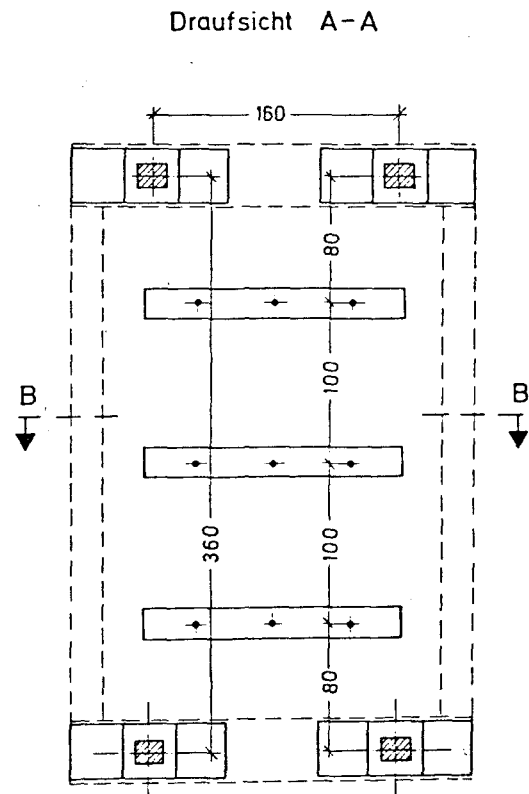
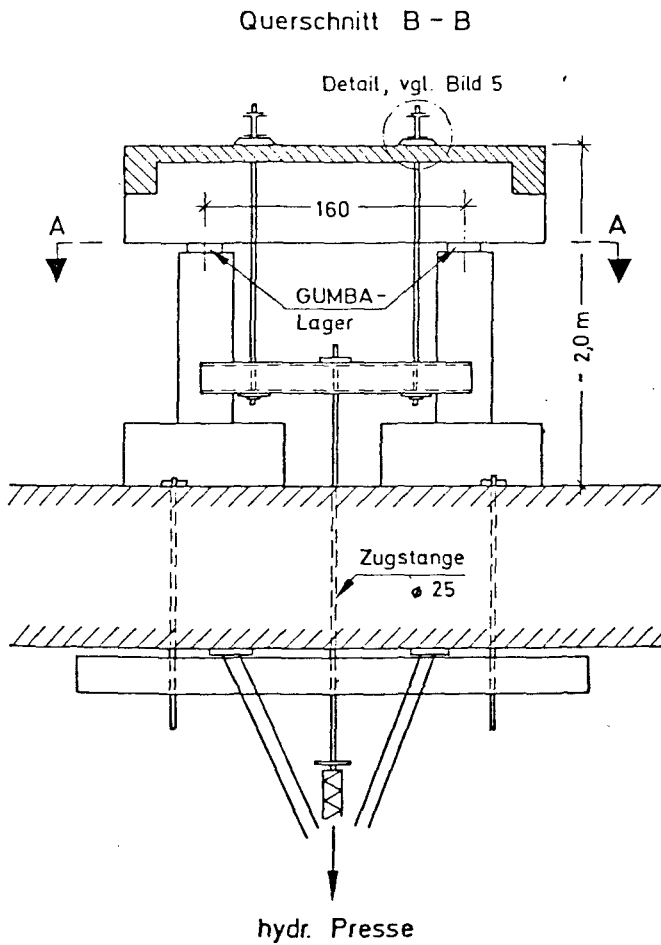
Art der Prüfung	Alter	Bemerkungen	Ergebnisse [N/mm ²]
Würfelfestigkeit 20/ 20/20	7	Lagerung nach DIN	24,9
	7	Lagerung im freien	24,5
	11	—— ——	25,7
	21	—— ——	29,6
	28	—— ——	32,7
	28	Lagerung nach DIN	34,2
Prismenfestigkeit 15/ 15/70	19	Lagerung im freien	27,5
Zylinderfestigkeit Ø 10 L=27	29	—— ——	25,0
E-Modul bei $\sigma_{\text{Bruch}}/10$	19	an Prismen	30500
	29	an Bohrkernen	27100
Biegezugfestigkeit 10/15/70	21	Lagerung im freien	4,4
Spaltzugfestigkeit Ø 15 L=30	19	—— ——	2,56

Bild 3.2.3 Materialangaben zum Versuchskörper

Um die Belastung auch bei großen Verformungen störungsfrei eintragen zu können, wurde die Last über Zugstangen nach Bild 3.3.1 eingeleitet. Die Zugkräfte der verwendeten drei hydraulischen Pressen wurden über eine Lastverteilungskonstruktion in zwei Ebenen auf insgesamt 12 Punkte verteilt. In jedem Verzweigungspunkt wurden allseitig bewegliche Gelenke ausgebildet, damit die Belastungskonstruktion den Verformungen des Modells ohne Zwängungen folgen kann.

Die beiden Lastverteilungsebenen wurden getrennt einmal unterhalb und einmal oberhalb des Modells zugeordnet, um die Versuchsdurchführung möglichst wenig zu beeinträchtigen. Starke Rißbildungen waren nämlich vor allem an der Unterseite des Modells zu erwarten, weswegen der freie Zugang zu dieser Fläche sichergestellt werden sollte.

Ein Detail über die Ausbildung der Lastverteilungskonstruktion auf der Oberseite des Modells zeigt Bild 3.3.1.



Schnitt A-A

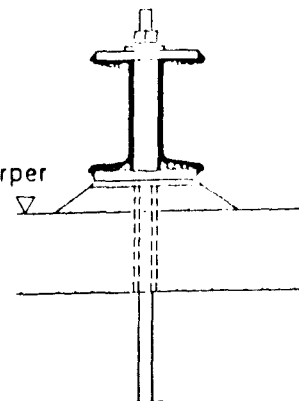


Bild 3.3.1

3.3.2 Meßeinrichtung

Der Zielsetzung des Versuches entsprechend, sollte der Spannungs-Dehnungszustand des mittleren Querschnitts möglichst genau in jeder Phase der Belastung bekannt sein. Die hierfür erforderlichen Meßstellen sind in Bild 3.3.2 dargestellt. Verwendet wurden auf der Betonoberfläche 6 cm lange Dehnmeßstreifen Typ LP 60/120, auf den Bewehrungsstäben 6 mm Typ L 411 6/120. Letztere wurden stets in Vierergruppen angeordnet, um Schwankungen in den Stahldehnungen infolge von Rissen und Verbundstörungen auszugleichen.

Die lotrechten Deformationen wurden durch Weggeber mit einem Meßbereich von 50 bzw. 100 mm erfaßt. Die Anordnung dieser Meßstellen zeigt Bild 3.3.3.

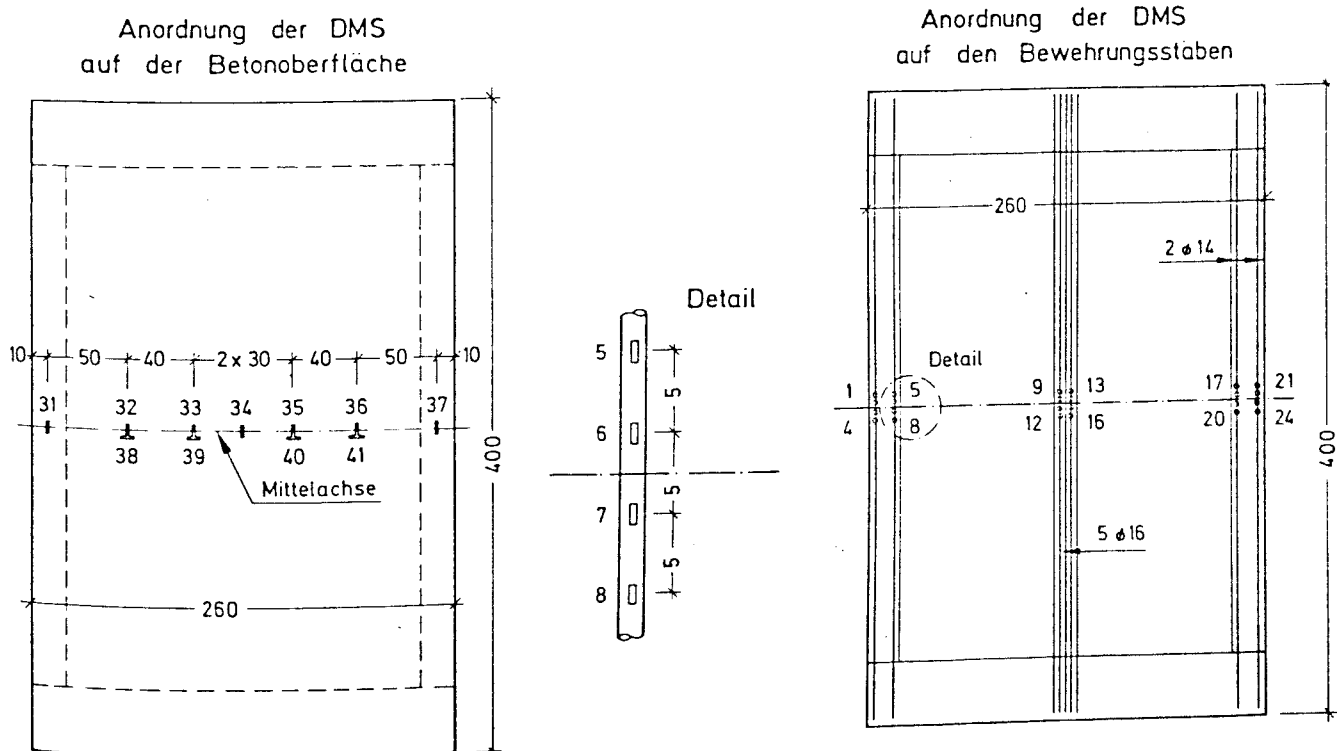


Bild 3.3.2

Zur Kontrolle der "Starrkörperverschiebungen" des gesamten Versuchskörpers bzw. der Verdrehungen eines Randträgers wurden zusätzlich mechanische Meßuhren mit einer Meßgenauigkeit von 1/100 mm nach Bild 3.3.3 angebracht.

Mit Ausnahme dieser letzteren wurden alle Meßstellen an einer automatischen Meßanlage angeschlossen, die die Ablesung in Intervallen von $\sim 1,5$ sec/Meßstelle erlaubte.

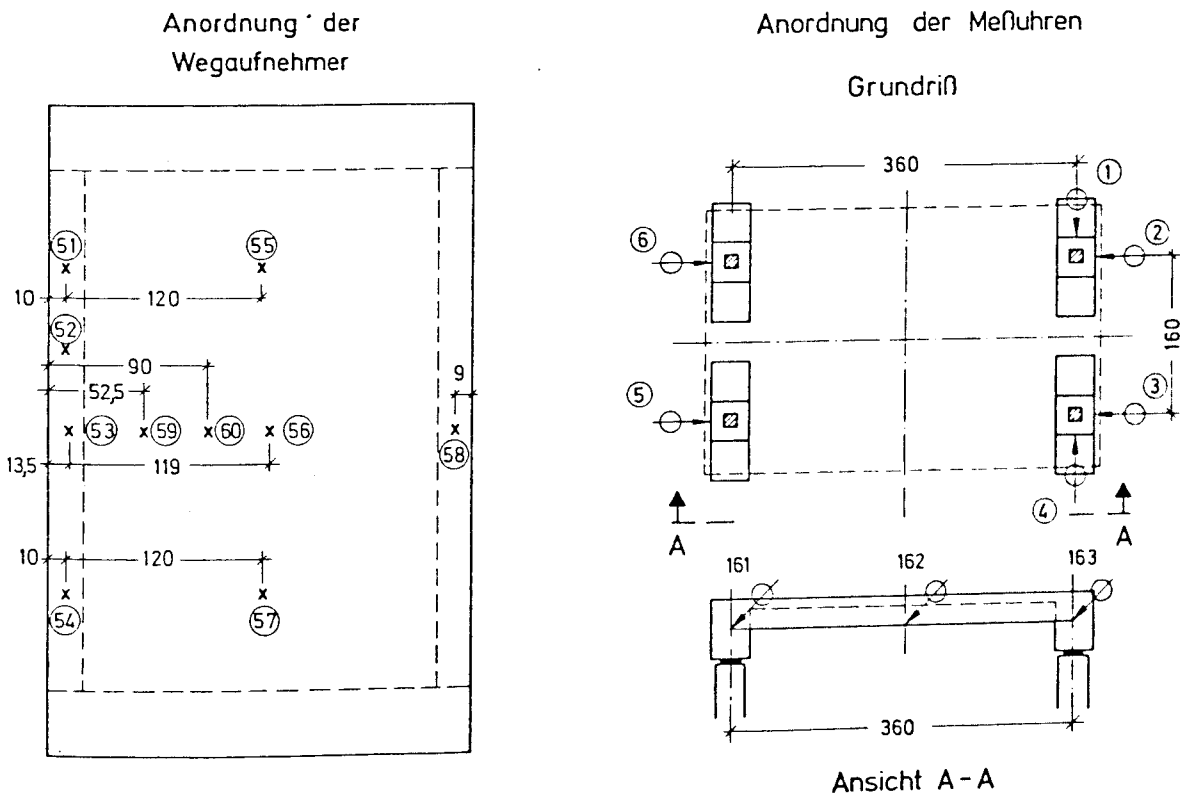


Bild 3.3.3

3.4 Versuchsdurchführung -----

3.4.1 Versuchsablauf

Der Versuch wurde am 20. Tag nach dem Betonieren begonnen und am 22. Tag beendet.

Am ersten Versuchstag wurde ein durch die Stahldehnung in den Randträgern definierter Gebrauchszustand nach acht Laststufen erreicht.

Ausgehend vom Eigengewicht des Körpers, wurde zunächst das Gewicht der Lasteintragungskonstruktion und das Kolbengewicht der Zugpressen aufgebracht, was in etwa 1 kN/m^2 Nutzlast entspricht. Danach wurde die Last anfangs in Stufen von je 3 kN/Presse ($\hat{=}$ 1 kN/m^2 Flächenlast), nach beginnender Rißbildung in den Längsträgern mit je 6 kN/Presse ($\hat{=}$ 2 kN/m^2 Flächenlast) bis zu 27 kN/Presse aufgebracht. Bei der 8. Laststufe betrug die Nutzlast insgesamt 10 kN/m^2 , die Stahldehnung in den Randträgern rd. 1 ‰ .

Danach wurden 100.000 Lastwechsel durchgeführt und die Weiterbelastung in Stufen von 6 kN/Presse ($\hat{=}$ 2 kN/m^2 Flächenlast) am 3. Versuchstag fortgesetzt. Der Bruch trat nach neun weiteren Laststufen bei einer Pressenkraft von 80 kN/Presse ($\hat{=}$ 30 kN/m^2 + Eigengewicht) bei der 21. Laststufe infolge eines Biegebruches im Mittelquerschnitt ein.

Bild 3.4.1 zeigt das Belastungsdiagramm, d. h. das Gesamt-moment in Feldmitte in Abhängigkeit von der äußeren Last. Die durch eine gestrichelte Linie dargestellte Momentenentwicklung berücksichtigt näherungsweise eine Verringerung der Spannweite infolge der Systemverformungen.

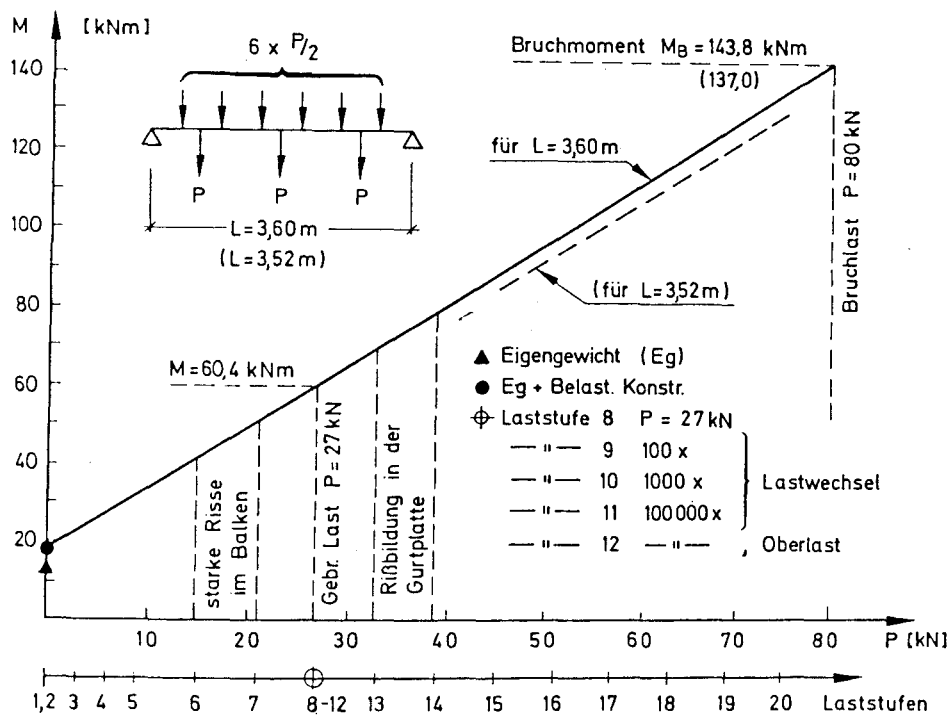


Bild 3.4.1

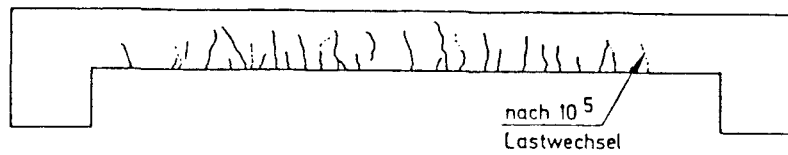
3.4.2 Beobachtungen und Meßergebnisse

Erste Risse an beiden Randträgern in Feldmitte waren bereits zu Beginn des Versuches vorhanden. Sie entstanden beim Heben des Versuchskörpers, wobei etwa das Rißmoment erreicht wurde.

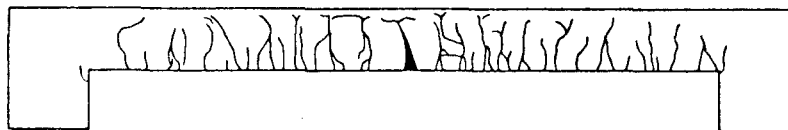
Charakteristische Phasen der Rißbildungen sind im Belastungsdiagramm, Bild 3.4.1, eingetragen. Die meisten Risse

Balken A

Gebrauchszustand

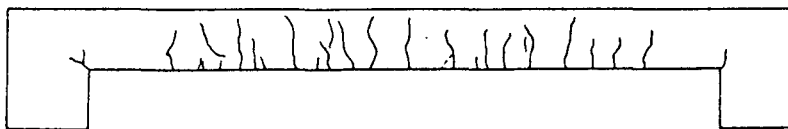


Bruchzustand



Balken B

Gebrauchszustand



Bruchzustand

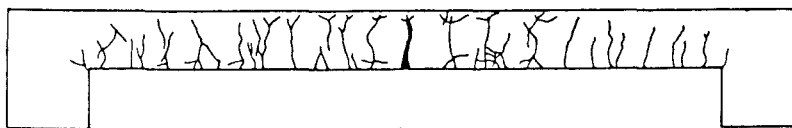
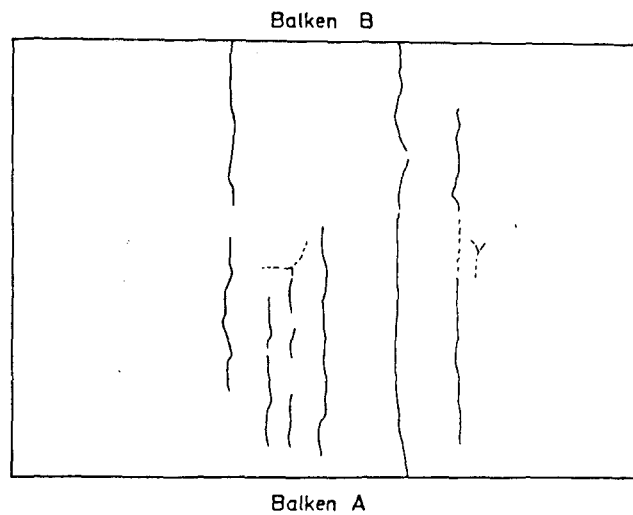


Bild 3.4.2.1

in den Balken und die ersten an der Plattenunterseite traten bei den Laststufen 6 - 7, erste Längsrisse an der Plattenunterseite bei Laststufe 12 - 14 auf.

Bild 3.4.2.1 zeigt die Außenseite der Längsträger im Gebrauchszustand bei Laststufe 8 und nach 100.000 Lastwechseln bei Laststufe 12 sowie im Bruchzustand. Dieselben Phasen für die Plattenunterseite sind aus Bild 3.4.2.2 zu ersehen.

Gebrauchszustand



Bruchzustand

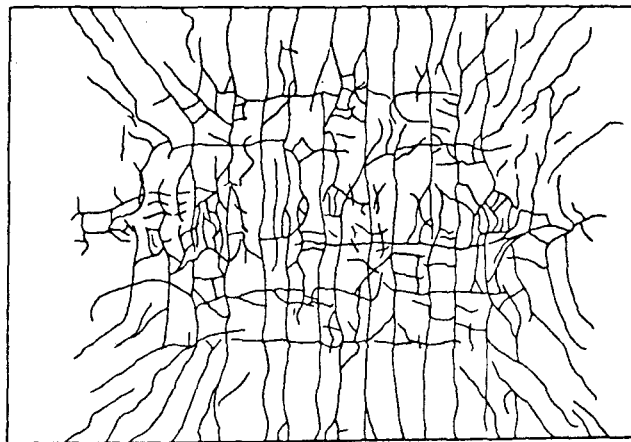


Bild 3.4.2.2

Die gemittelten Durchbiegungen der Randträger in Feldmitte sowie die Durchbiegung des Plattenmittelpunktes in Abhängigkeit vom Gesamtmoment zeigt Bild 3.4.2.3, die Längs- und Querverformungen für einige ausgewählte Laststufen die Bilder 3.4.2.4 und 3.4.2.5. Die Horizontalverschiebungen an Unterkante Längsträger in Feldmitte sind in Bild 3.4.2.6 dargestellt, wobei bereits Korrekturen zufolge der Starrkörperverschiebung des Gesamtsystem vorgenommen wurden.

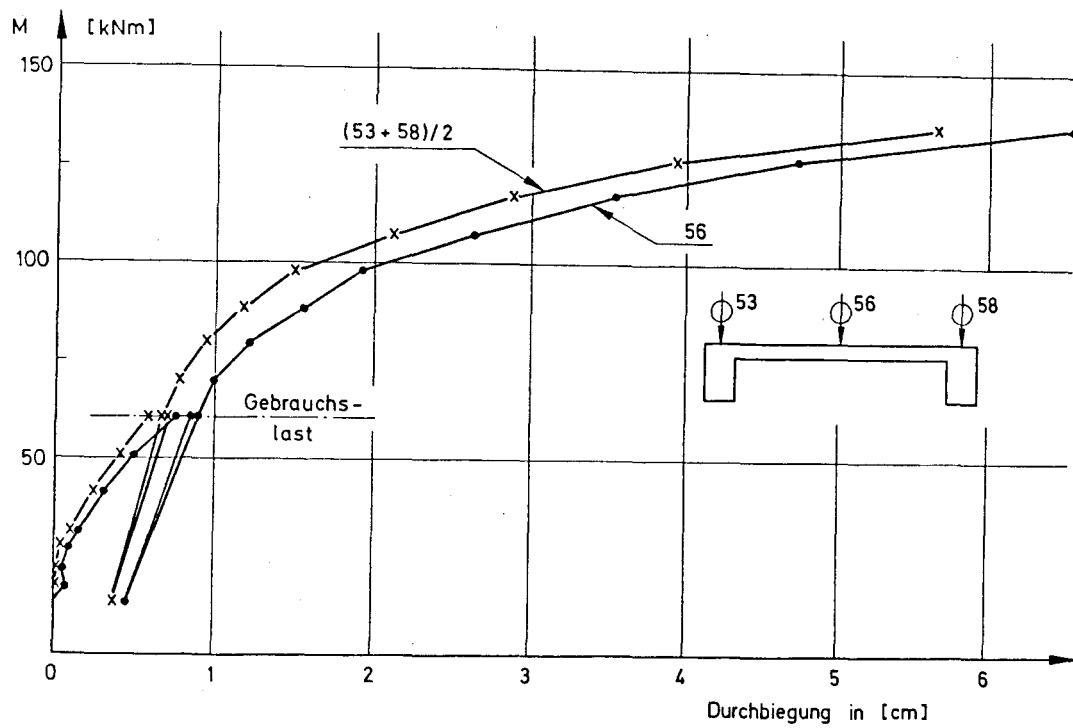
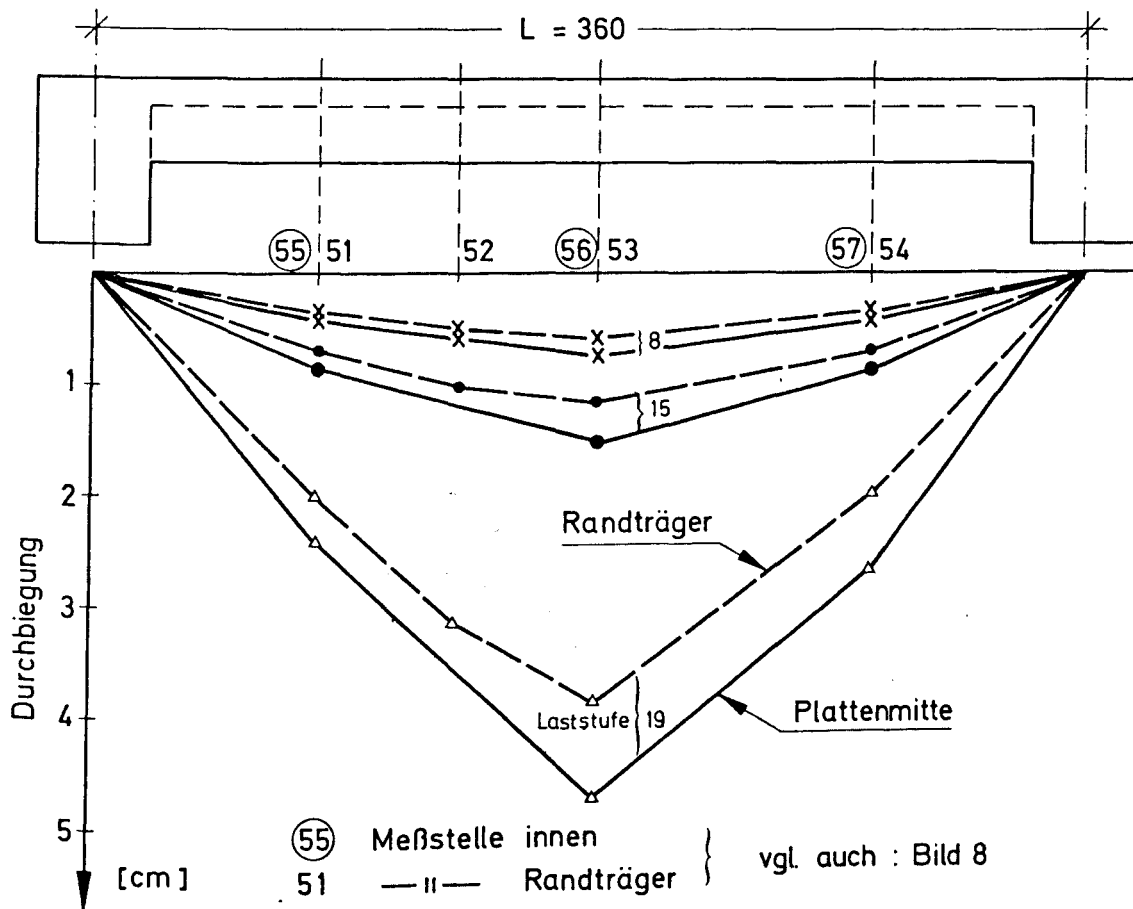


Bild 3.4.2.3



Durchbiegungen

Bild 3.4.2.4

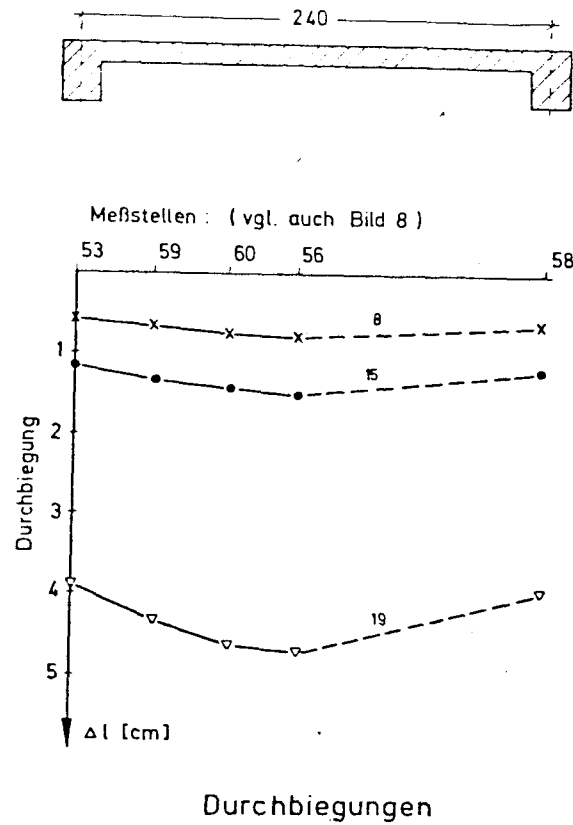


Bild 3.4.2.5

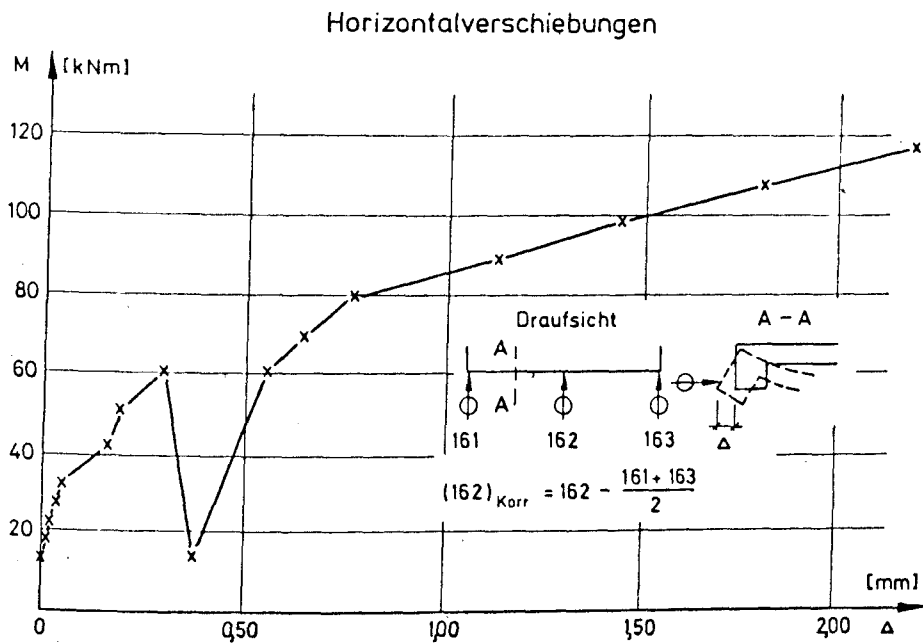
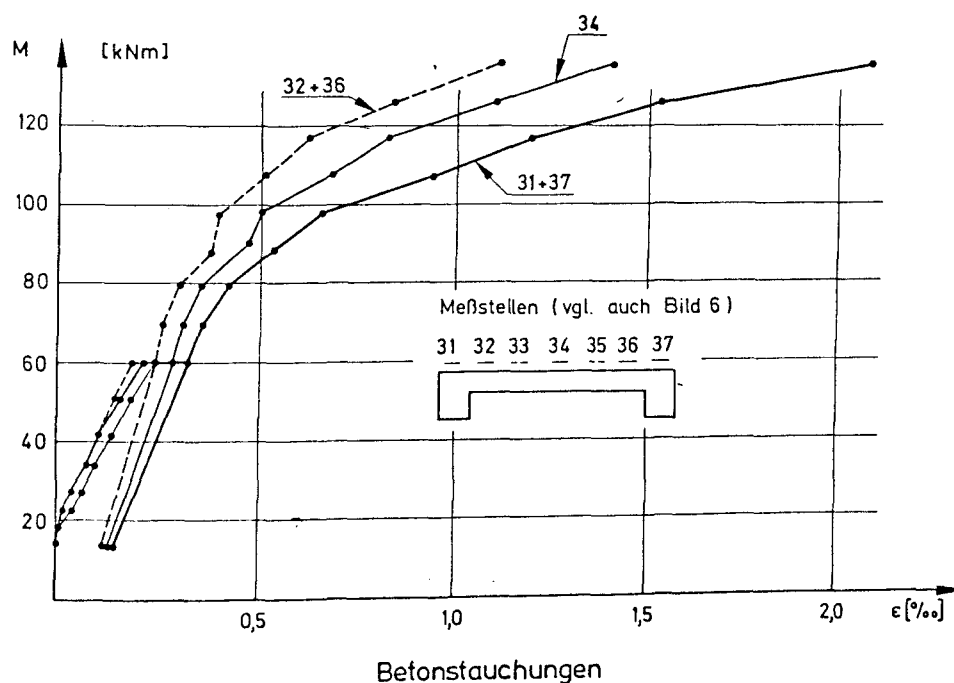


Bild 3.4.2.6

Die Betonrandstauchungen in der Druckzone sind lastabhängig in Bild 3.4.2.7 für fünf Meßstellen dargestellt, wobei bei den symmetrisch liegenden Meßstellen jeweils nur der Mittelwert angegeben wurde. Die im Bild nicht aufgetragenen Meßstellen 33 und 35 zeigen Stauchungen, die zwischen den Werten von 34 und dem Mittel aus 32 und 36 liegen. Für drei Laststufen unterhalb des Gebrauchszustandes gibt Bild 3.4.2.8 die Querverteilung der Längsstauchungen, wobei immer von den Symmetrieeigenschaften Gebrauch gemacht wurde. Zur Kontrolle ist bei Laststufe 18 mit gestrichelter Linie auch die tatsächlich gemessene Verteilung dargestellt.



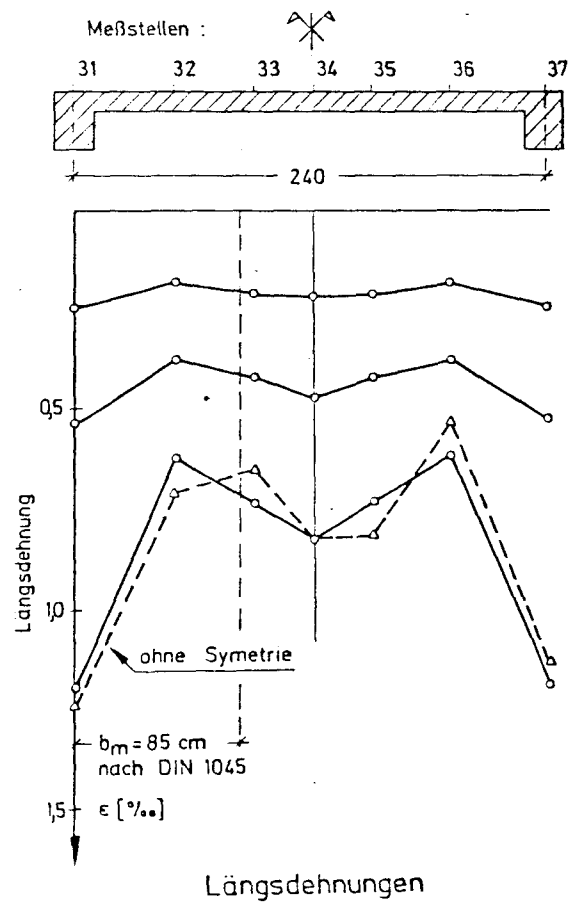


Bild 3.4.2.8

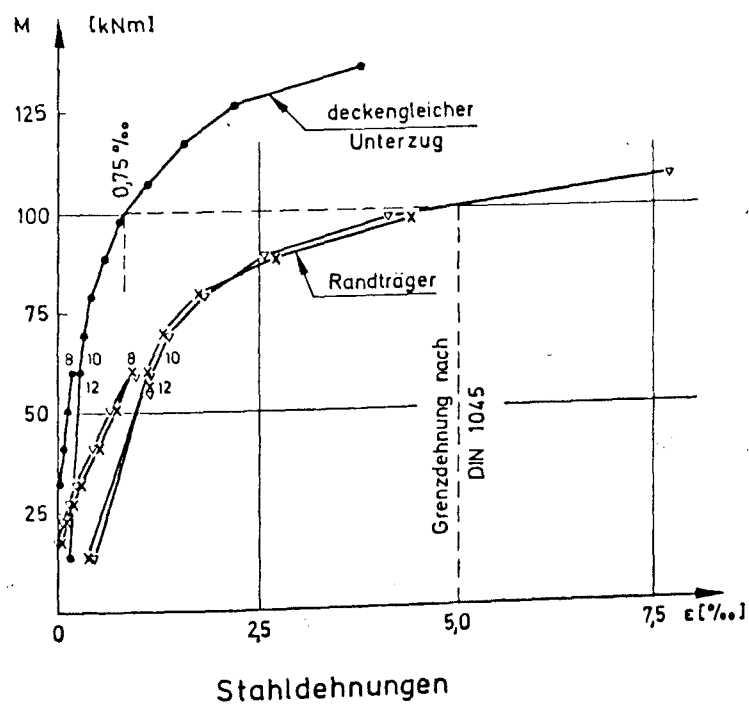


Bild 3.4.2.9

Die gemittelten Stahldehnungen in beiden Randträgern und im deckengleichen Unterzug sind in Bild 2.4.2.9 über dem Biegemoment aufgetragen. Der erzielte gute Ausgleich der Schwankungen in den Stahldehnungen zeigt, daß es sinnvoll ist, Dehnmeßstellen in Vierergruppen nach Bild 3.3.2 anzuordnen. Im Bild 2.4.2.9 ist außerdem die Grenzdehnung von 5 ‰ für die Bewehrungseinlagen angegeben; die dazugehörige Stahldehnung im deckengleichen Unterzug liegt bei rd. 0,75 ‰.

3.5 Auswertung und Schlußfolgerungen

Bei dem in Bild 3.2.1 dargestellten Versuchskörper war anzunehmen, daß er sich in der ersten Phase der Belastung aufgrund der im Zustand I vorhandenen Steifigkeit wie ein randversteiftes Deckenfeld verhält. Dieses Plattenbalkensystem wurde mit Hilfe einer elastischen Berechnung nach der Methode finiter Elemente untersucht. Danach waren zuerst Risse in den Randbalken, sodann - bei beginnendem Zustand II - Querrisse an der Plattenunterseite zu erwarten. Bei den Biegerissen in den Randbalken ist zu beachten, daß solche, wie in 3.4.2 erwähnt, bereits zu Versuchsbeginn vorhanden waren. Bei einer Spaltzugfestigkeit von nur $2,56 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Bild 3.2.3) sind diese Risse wohl durch die Beanspruchung infolge Eigengewicht ($2,1 \text{ N/mm}^2$) beim Heben mit 1,0 m Stützweite und durch die damit verbundenen dynamischen Einflüsse zu erklären. Bei Laststufe 1 (Eigengewichtszustand) im Versuch mit einer Spannweite $L = 3,60 \text{ m}$ waren die Zugspannungen in Feldmitte zunächst noch geringer ($\sigma_U = 1,5 \text{ N/mm}^2$), so daß weitere Biegerisse erst mit zuneh-

mender Belastung bei etwa 6 - 15 kN je Presse auftraten. Dieser Beanspruchung entsprechen zusätzliche Zugspannungen in Feldmitte von 1,0 - 2,5 N/mm².

Längsrisse an der Plattenunterseite waren bei einem Rißmoment von 7,5 kNm/m und bei einer Pressenkraft von 50 kN (Laststufe 16) zu erwarten. Tatsächlich wurden erste Risse jedoch bei Laststufe 14, d. h. bei 35 kN je Presse beobachtet. Dies dürfte aus einer bei dieser Laststufe bereits reduzierten Randeinspannung der Platte infolge verringerter Torsionssteifigkeit der Randbalken und örtlich höheren Momenten in der Nähe der Lasteintragung resultieren. Die meisten Längsrisse an der Plattenunterseite wurden jedoch bei Laststufe 16 registriert.

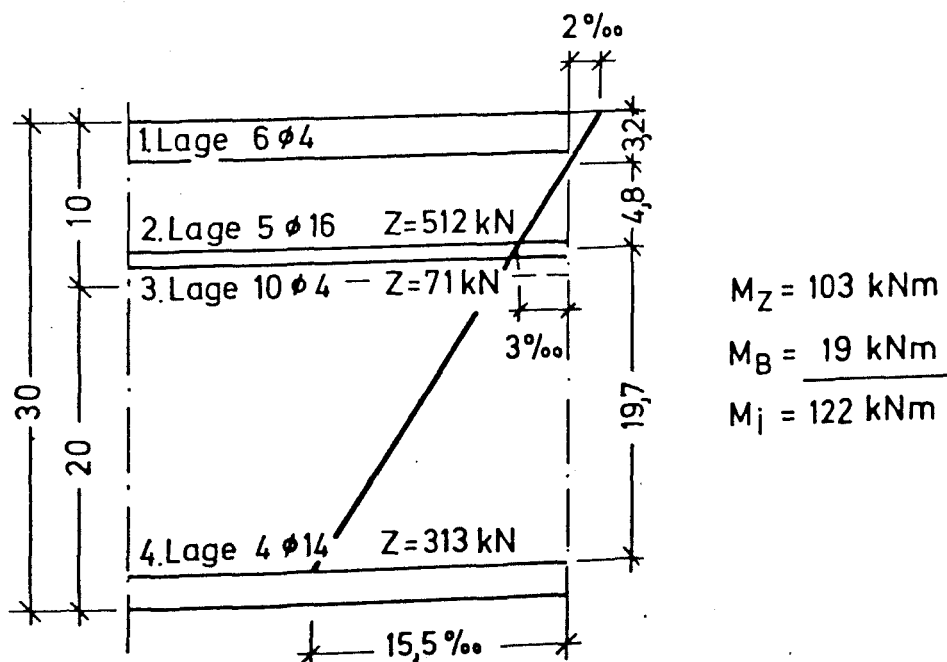


Bild 3.5.1 Dehnungszustand im Bruchzustand

Das Bruchmoment in Feldmitte betrug $M_{\text{Bruch}} = 138 \text{ kNm}$. Wie aus Bild 3.5.1 zu ersehen ist, kann dieses äußere Moment unter der Voraussetzung eben bleibender Querschnitte nicht genau nachgewiesen werden. Nur wenn man annimmt, daß die Nulllinie im Bereich des deckengleichen Unterzuges höher als bei den Randträgern liegt, erhält man ein inneres Moment von $M_{\text{Bruch}} = 132 \text{ kNm}$. Diese Annahme ist nach Bild 3.4.2.8 begründet, wenngleich die dort dargestellte Tendenz in der Querverteilung der Längsdehnungen auch durch die Längsbiegemomente in der Platte unterstützt wird.

Bild 3.4.2.9 zeigt, daß die volle Aktivierung der Bewehrung des deckengleichen Unterzuges nur wegen der hohen Dehnfähigkeit der Bewehrungsstäbe und der geringen Ausnutzung der Druckzone möglich war. Bei einer Begrenzung der rechnerischen maximalen Stahldehnung mit $\epsilon = 5,0 \text{ ‰}$, wie sie DIN 1045 fordert, kann natürlich mit dieser Erhöhung des Bruchmomentes durch den Anteil des deckengleichen Unterzuges nicht gerechnet werden.

4. Zusammenfassung

Mit diesen Untersuchungen konnte gezeigt werden, daß die Anwendung des üblichen Berechnungsverfahrens für deckengleiche Unterzüge - Vernachlässigung der Durchbiegungen des d. U. bei der Berechnung der Platte und Anwendung der Balkentheorie bei der Berechnung des d. U. - nicht allgemein anwendbar ist bzw. in einigen Fällen zu sehr ungünstigen - bei exakter Berechnung nicht notwendigen - Bewehrungsanordnungen führt.

Wie ein Versuch zeigt, reicht trotz starker Rißbildung der Platte im Bruchzustand die durch eine konzentrierte Bewehrung im d. U. verursachte Steifigkeitserhöhung des d. U. zur Platte nicht aus, um das üblicherweise vorausgesetzte Tragverhalten bei diesen Abmessungsverhältnissen sicher zu erfüllen.

Bei der rechnerischen Untersuchung eines weiteren Anwendungsfalles erwies sich das Verfahren für d. U. als unzureichend. Es erfordert bei konsequenter Anwendung eine über den d. U. liegende Bewehrung, die bei exakter Berechnung nach der Plattentheorie nur in wesentlich kleineren Bereichen notwendig ist, da die großen negativen Biegemomente über den unnachgiebig angenommenen d. U. in Wirklichkeit nicht auftreten.

Als Berechnungsersatz hierfür wurde ein geeignetes Näherungsverfahren entwickelt, bei dem die Platte - in zwei Teile zerlegt - nach vorhandenen Tabellenwerken für drei- und vierseitig gestützte Platten berechnet werden kann. Zur Ermittlung der negativen Biegemomente im Bereich der einspringenden Ecke sind nur wenige zusätzliche Angaben notwendig. Der Rechenaufwand ist meist kleiner als bei der Anwendung des Verfahrens der d. U.; eine evtl. Überbemessung ist im allgemeinen gering.

5. Literaturverzeichnis

- [1] Stiglat, K., und Wippel, H.: Betonkalender 1973, Abschnitt Massive Platten;
Verlag Wilh. Ernst & Sohn KG, Berlin - München - Düsseldorf, 1973
- [2] Heft 240 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton;
Verlag Wilh. Ernst & Sohn KG, Berlin - München - Düsseldorf, 1976
- [3] Eisenbiegler, G.: Dreiseitig frei drehbar gelagerte Rechteckplatten mit elastischem Innenunterzug parallel zum freien Rand;
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3, 1979
- [4] Leonhardt, F. und Mönning, E.: Vorlesungen über Massivbau, Dritter Teil, S. 109;
Springer-Verlag, Berlin- Heidelberg - New York, 1974
- [5] Betonkalender, Tafeln für vierseitig und dreiseitig gelagerte Rechteckplatten;
Verlag Wilh. Ernst & Sohn KG, Berlin - München - Düsseldorf, 1972, 1974, 1976 und 1978
- [6] Ertürk, I. N.: Zwei-, drei- und vierseitig gestützte Rechteckplatten;
Verlag Wilh. Ernst & Sohn KG, Berlin - München - Düsseldorf, 1965 .
- [7] Heft 220 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton;
Verlag Wilh. Ernst & Sohn KG, Berlin - München - Düsseldorf, 1. Ausgabe, 1972

Forschungsvorhaben BI5-800173-46

gefördert vom Bundesminister
für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau

" Ü B E R P R Ü F U N G D E S T R A G V E R H A L T E N S
V O N D E C K E N G L E I C H E N U N T E R Z Ü G E N "

K u r z b e r i c h t

erstattet von:

o. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina
Dr.-Ing. H. Fröning

Braunschweig, Dezember 1980

Kurzbericht
zum Forschungsvorhaben

Überprüfung des Tragverhaltens
von deckengleichen Unterzügen

Bei der näherungsweise Berechnung unregelmäßig beanspruchter und gestützter Plattentragwerke wird in vielen Fällen von einer Zerlegung in einzelne Abschnitte Gebrauch gemacht, die unter Verwendung vorhandener Berechnungshilfen getrennt voneinander berechnet werden. Vielfach müssen dabei die Grenzlinien zwischen einzelnen Plattenabschnitten als starre Linienlager angenommen werden, obwohl sie nicht unterstützt sind (Bild 1). Zur Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen werden solche Auflagerlinien als Balken in der Platte (deckengleicher Unterzug = d. U.) ausgebildet und berechnet.

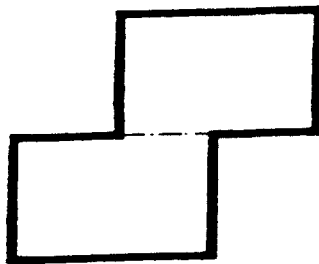


Bild 1 Beispiel für die mögliche Anwendung deckengleicher Unterzüge

Infolge der bei Gebrauchslast im meist ungerissenen Zustand nur wenig größeren Biegesteifigkeit dieser konzentriert bewehrten d. U. gegenüber der übrigen Platte kann deren Durchbiegung jedoch nicht immer vernachlässigt werden, was oft zu einer großen Fehleinschätzung

des Tragverhaltens der gesamten Platte führt. Zur Bruchlast hin wird bei Übergang aller Plattenbereiche in den gerissenen Zustand das Steifigkeitsverhältnis zwischen d. U. und der übrigen Platte wesentlich größer und läßt damit dieses Berechnungsverfahren gerechtfertigter erscheinen. Oft verbleiben jedoch große Plattenteile bis kurz vor der Bruchbelastung im ungerissenen Zustand und verhindern damit eine Aktivierung der möglichen Tragreserven des d. U.

Durch einen Versuch sollte geklärt werden, ob diese für d. U. übliche Berechnungs- und Bewehrungsart auch bei sehr ausgefallenen Verhältnissen noch auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Hierzu wurde ein nach diesem Verfahren berechneter Versuchskörper nach Bild 2 durch sechs Einzellasten bis zum Bruch belastet und zwischenzeitlich bei Gebrauchslast mit Lastwechseln beansprucht.

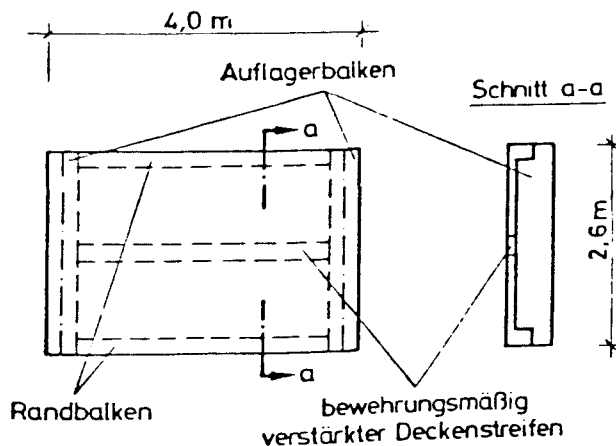


Bild 2 Versuchskörper

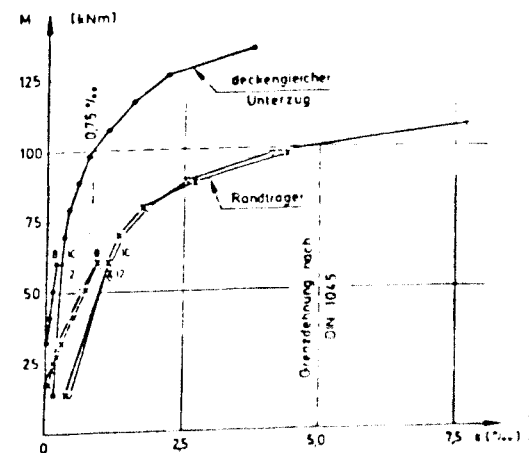


Bild 3 Ergebnisse aus dem Versuch

Die meisten Risse in der Platte quer zum d. U. traten unmittelbar nach Überschreiten der Gebrauchslast, die Risse parallel zum d. U. im wesentlichen erst kurz vor der Bruchlast auf. Bild 3 zeigt die Stahldehnung im d. U. und in den Randträgern in Abhängigkeit von der Belastung. Wie hieraus zu ersehen ist, tritt auch im Bruchzustand noch keine volle Aktivierung der Stahlzugkräfte im d. U. ein; hingegen ist die Bewehrung in den Randträgern schon vor Erreichen der Bruchlast über 0,5 % gedehnt. Bei einer Anpassung der unteren, quer zum d. U. verlaufenden Bewehrung an die der Berechnungsart für d. U. entsprechende Zugkraftlinie - bei diesem Versuch aus konstruktiven Gründen nicht geschehen - wären sicherlich übergroße Risse in der Platte und teilweise Überschreitungen der zul. Stahldehnung in dieser Bewehrung zu erwarten gewesen. Hieraus ergibt sich, daß die bei der Bewehrung von d. U. vorausgesetzte Lastabtragung unter diesen geometrischen Verhältnissen auch im Bruchzustand nicht eintritt.

Aus diesem Grund wurde nach anderen, häufiger vorkommenden Plattenformen gesucht, für die keine Berechnungshilfen vorliegen und bei denen die Berechnungsmethode für d. U. evtl. anwendbar wäre. Eine solche Plattenform ist in Bild 4 dargestellt.

Bevor ein weiterer Versuch mit realistischeren Abmessungen zur Überprüfung des Tragverhaltens durchgeführt wurde, sollte rechnerisch geklärt werden, ob die Anwendung

des Verfahrens für d. U. hierbei überhaupt sinnvoll oder nicht eine andere Näherungsberechnung mit besserer Anpassung der Bewehrung an den Momentenverlauf angebracht ist.

Hierbei wurden Berechnungen an dem in Bild 4 dargestellten Plattensystem bei Variation der Stützweiten-, Einspann-, Biegesteifigkeits- und Auflagerverhältnisse durchgeführt.

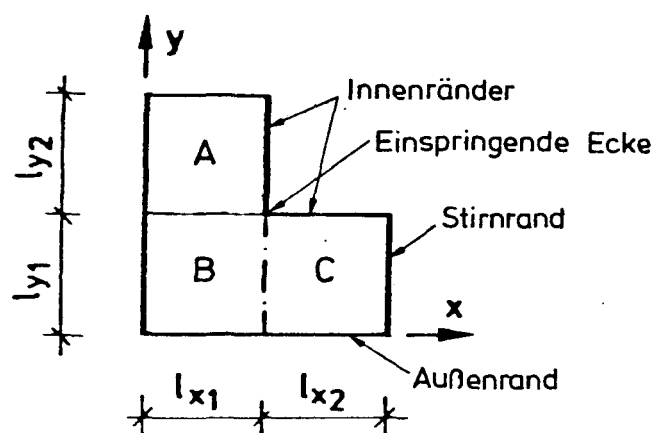


Bild 4 Plattensystem für analytische Untersuchungen

Wie die Ergebnisse zeigen, entstehen im Bereich der einspringenden Ecke auch bei allseitig frei drehbarer Lagerung der Gesamtplatte durch das abgeknickte Linienauflager immer negative Biegemomente mit Zugspannungen auf der Plattenoberseite. Aus diesem Grund verändert eine Einspannung der Innenränder das Momentenbild nur in den unmittelbar anschließenden Plattenbereichen. Auch die Lagerung oder Einspannung der Stirnränder hat keinen nennenswerten Einfluß auf den Plattenteil B. Die größten Biegemomente im Bereich B entstehen i. allg. bei

nicht unterstützten Stirnrändern. Unterschiedliche Biegesteifigkeiten in der Platte infolge ungleichmäßiger Rißbildung und Bewehrung sowie nicht aufnehmbare negative Auflagerkräfte im Bereich der einspringenden Ecke (abhebende Platte) können für die Momente im Feld- und Außenrandbereich ebenfalls unberücksichtigt bleiben. Von einziger Bedeutung für den Plattenabschnitt B sind das Seitenverhältnis l_{x1}/l_{y1} und die Einspannverhältnisse der Außenränder.

Ein z. T. diese Ergebnisse berücksichtigendes Näherungsverfahren für d. U. würde - konsequent angewendet - im gesamten Bereich der d. U. eine obenliegende Plattenbewehrung erfordern, die unter Berücksichtigung einer exakten Berechnung bei einem Stützweitenverhältnis $l_{x1}/l_{y1} = 1,0$ nur im kleinen Bereich um die einspringende Ecke herum notwendig ist und sich bei Veränderung des Seitenverhältnisses in Richtung des Feldes mit der kürzeren Spannweite hin ausdehnen müßte. Aus diesem Grund wurde ein anderes, geeigneteres Näherungsverfahren entwickelt.

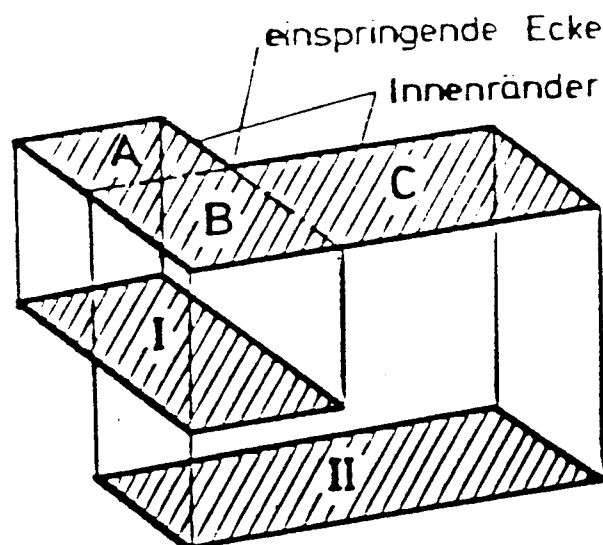
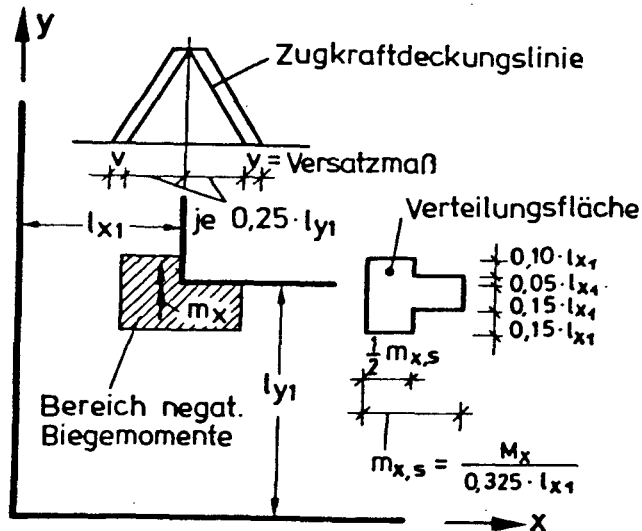
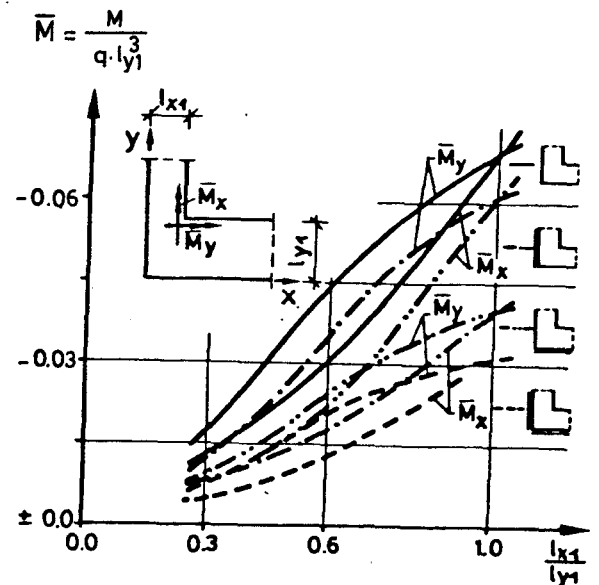


Bild 5 Aufteilung der Platte für die vorgeschlagene Näherungsberechnung

Hierbei wird die Platte in zwei Teile zerlegt (Bild 5), die bis auf wenige Stellen so zu berechnen sind, als besäßen sie die gleichen Einspann- und Lagerungsverhältnisse wie die gesamte Platte. Bei der sich daraus für den Plattenabschnitt B ergebenden Bewehrung genügt es, die jeweiligen Größtwerte zu berücksichtigen. Es muß also nicht überlagert werden, obwohl bei der Berechnung der Platte in Verlängerung der Innenränder eine kontinuierliche Lagerung angenommen werden kann, ohne daß an diesen Stellen d. U. mit einer konzentrierten Bewehrung zur Erfüllung der Gleichgewichtsbedingung anzuordnen wären. Dafür ist auf der Plattenoberseite eine Bewehrung für die Momentenverteilung gemäß Bild 6 notwendig. Der in Bild 6 b angegebene Integralwert der negativen Biegemomente kann näherungsweise gemäß Bild 6 a verteilt und deren Verlauf von der einspringenden Ecke aus linear abfallend angenommen werden. Zur besseren Übersichtlichkeit ist dort nur die Verteilung und der Verlauf für die Biegemomente m_x dargestellt. Für die andere Richtung ist in analoger Weise zu verfahren. Eine Abminderung der Momentenspitzen auf ca. 80 % der nach Bild 6 ermittelten Werte kann vorgenommen werden, wenn der Integralwert der negativen Biegemomente im Bereich der einspringenden Ecke voll durch Bewehrung abgedeckt ist. Zu beachten ist, daß die Verteilung und Zugkraftdeckung für eine bestimmte Richtung von der jeweiligen Spannweite in der anderen Richtung abhängt.



a. Verteilung der negativen Biegemomente m_x im Bereich der einspringenden Ecke und zugehörige Zugkraftdeckungsline



b. Integralwert der negativen Biegemomente im Bereich der einspringenden Ecke

Bild 6

Die Berechnung liegt i. allg. auf der sicheren Seite. Eine evtl. Überbemessung beträgt selten mehr als 20 %. Die max. Querkräfte im Bereich der einspringenden Ecke in einer Entfernung $0,05 l$ von der Auflagerlinie entfernt betragen $\max Q \approx 2,5 \cdot q \cdot l_{y1}$. Bei einer allseitigen Unterstützung der gesamten Platte treten im Plattenteil B i. allg. die größten Durchbiegungen $w \approx 0,01 q \cdot l_{y1}^4 \cdot (1 - \nu^2) / E \cdot J^I$ auf.

Mit diesem Näherungsverfahren wird bei geringem Rechenaufwand die Biegebewehrung in der Platte weit besser dem tatsächlichen Momentenverlauf angepaßt, als dies bei der Anwendung von d. U. der Fall wäre. Eine weitere experimentelle Überprüfung zum Tragverhalten der Platte scheint bei dieser Momentenanpassung nicht mehr notwendig zu sein.

Forschungsvorhaben BI5-800173-46

gefördert vom Bundesminister
für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau

" Ü B E R P R Ü F U N G D E S T R A G V E R H A L T E N S
V O N D E C K E N G L E I C H E N U N T E R Z Ü G E N "

K u r z b e r i c h t (englisch)

erstattet von:

o. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina

Dr.-Ing. H. Fröning

Braunschweig, Januar 1981

Abstract
of the Research Project
"Study of the Load-Bearing Behaviour
of Flush Beam Strips"

The common practise for the structural design of slabs with irregular shape and supporting conditions is to divide these slabs into single sections, which then can be calculated individually by using existing tables. Very often the connections between these individual sections have to be assumed as supports, even if they are not supported (Fig 1). To fulfill the equilibrium-conditions, these connections become structurally designed as flush beam strips.

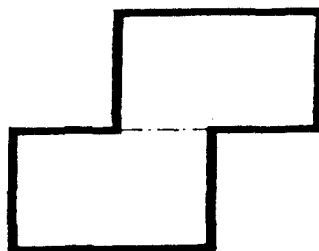


Fig 1: Example of a possible use of flush beam strips

Under service load these slabs normally remain uncracked, which means that the bending-stiffness of the flush beam strips, with their concentrated reinforcement, is only slightly higher than that of the slabs. This means that the deflections of these flush beam strips can not always

be neglected, otherwise a large error in the load-carrying behaviour could occur. Before reaching the ultimate load many parts of the slab reach the cracked condition, which has the effect of increasing the stiffness-ratio between the flush beam strip and the slab and this can give a justification for this design procedure. Very often large parts of the slab remain, until reaching the ultimate load, in an uncracked condition which prevents an activation of the possible load-bearing capacity of the flush beam strip.

A test should clarify if this structural design procedure for flush beam strips even under unusual conditions gives conservative results. A test specimen (Fig 2), designed and reinforced according to this method, was loaded by 6 single loads until failure. During the test a pulsating load became applied when the service load was reached.

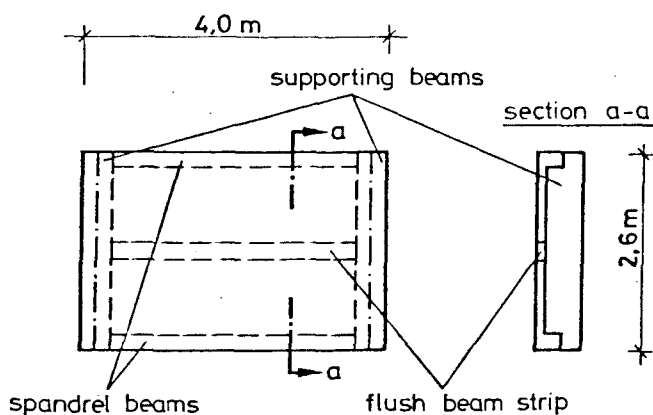


Fig 2: Test specimen

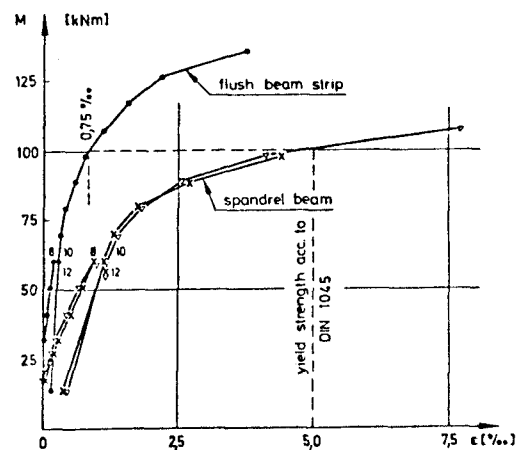


Fig 3: Test results

In the slab most of the cracks transverse to the flush beam strip occurred immediately after exceeding the service load, while cracks parallel to the flush beam strip mainly occurred before reaching the ultimate load. Fig 3 shows the steel strain in the flush beam strip and in the spandrel-beams plotted against the applied load. It can be seen that there is no complete utilisation of the steel tensile stresses in the flush beam strip; whereas the reinforcement in the spandrel-beams have a strain exceeding 0,5 % even before the ultimate load was reached. The bottom reinforcement transverse to the flush beam strip was not designed for constructive reasons according to the M/z -line given by the design procedure for flush beam strips. This would have lead to far too over large cracks in the slab and an exceeding of the allowable steel strain in these reinforcement bars. This test shows that a load carrying behaviour of flush beam strips, on which the structural design is based, for these geometrical properties, even when reaching the ultimate load, does not occur.

For this reason more frequently used slab-systems were sought, for which no tables are available and the design method for flush beam strips might be more applicable. Such a slab-system is shown in Fig 4.

Before another test with more realistic properties to study the load-bearing behaviour was carried out, a

numerical study determined the question whether the simple design procedure for flush beam strips is reasonable, or if another method of approximation would give more suitable results.

The calculations were carried out for the slab-system according to Fig 4, with a variation of the span, stiffness, and supporting-conditions.

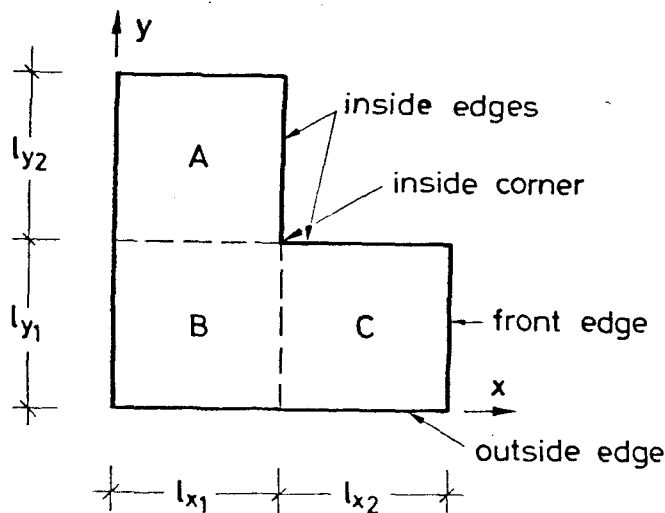


Fig 4: Slab-System for numerical study

From the results it can be seen that, due to the angle of the support in the inside corner, there are in an area around the inside corner always negative bending moments causing flexural stresses on the upper side of the slab. For this reason a fixed-end restraint of the inside edges only changes the bending moments for the directly affected slab sections A and C. A free support or a fixed-end restraint of the front edges does not change to any great extent the bending moments in the

slab section B. The largest bending moments in slab section B normally occur with unsupported front edges. Even different stiffnesses in the slab due to uneven cracking or different reinforcements as well as the slab lifting off from the support in the inside corner does not considerably change the bending moments in mid-span or the fixed-end moments of the outside edges. The only significant factors affecting the slab section B are the span ratio l_{x1}/l_{y1} and the support conditions of the outside edges.

The assumption of flush beam strips would, with all its consequences, require an upper reinforcement in the whole area of the slab-section B. But, with a span ratio $l_{x1}/l_{y1} = 1,0$ the upper reinforcement is only necessary in a small area around the inside corner. By changing the span ratio the area of negative bending-moments would spread out in the direction of the shorter span. For this reason a more suitable approximation method was developed.

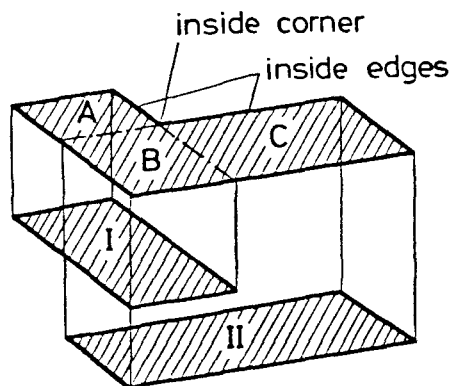
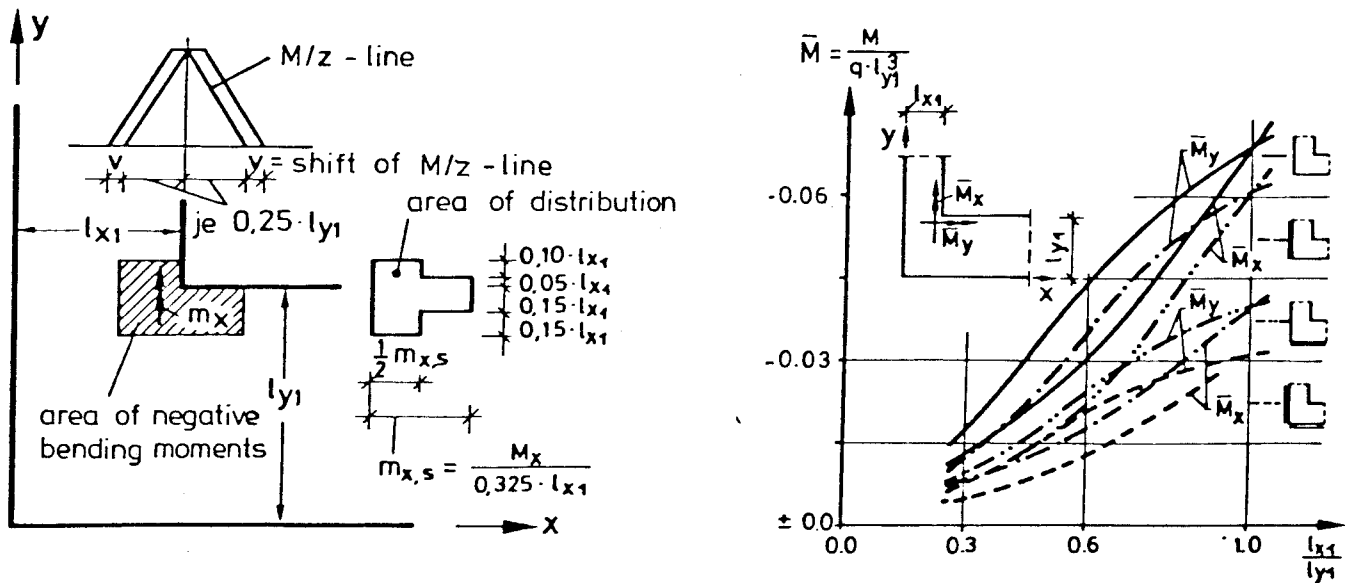


Fig 5: Partition of the slab for the proposed approximation method

The slab becomes separated into the two parts I and II. These two parts can then become structurally designed, except for certain points, as normal slabs. It is sufficient to reinforce the slab-section B according to the maximum values of reinforcement obtained from each part. An addition of the different reinforcements is not necessary, which means that each part of the slab can become individually designed as a rectangular slab, without a concentrated reinforcement in the flush beam strip, which would be necessary to fulfill the equilibrium conditions. Therefore an upper reinforcement for the distribution of the bending moments according to Fig 6 is necessary. The integral of these negative bending moments, given in Fig 6 b, can be assumed as being linearly distributed (see Fig 6 a). For clearness only the distribution and the curve of the moments m_x is given. For the moments m_y one has to proceed analogously. A reduction of the maximum values by 20 % is possible, if the reinforcement in the area of the inside corner is sufficient to resist the sum of the bending moments. It should be noted that the distribution and the M/z -line for one direction always depends on the span of the other direction.



- a) Distribution of the negative bending moments in the inside corner and M/z-line
- b) Integral of the negative bending moments in the area of the inside corner

Fig 6

This method gives slightly conservative results, but the overestimation is normally less than 20 %. The maximum shearforces in the area of the inside corner at a distance of $0.05 l$ from the support can be given by $\max Q = 2.5 \cdot q \cdot l_{y1}$, and the maximum deflections in slab section B, provided that all edges are supported, can normally be given by $w \approx 0.01 \cdot q \cdot l_{y1}^4 \cdot (1 - \nu^2)/EI^I$.

By using this method of approximation one can obtain, with little additional work, a far better adaption of the reinforcement to the acting bending moments than the existing method of flush beam strips is able to

provide. Another experimental study to determine the load-carrying behaviour of these slabs seems, as the reinforcement can now become designed according to the actual acting bending moments, to be unnecessary.